

Comportement sismique des piles faiblement armées des ponts réguliers isolés à la base

par

Mohammadreza MORADIANKHABIRI

MÉMOIRE PRÉSENTÉ À L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE
COMME EXIGENCE PARTIELLE À L'OBTENTION DE LA MAÎTRISE
AVEC MÉMOIRE EN GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
M. SC. A.

MONTRÉAL, LE 4 NOVEMBRE 2016

ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE
UNIVERSITÉ DU QUÉBEC

©Tous droits réservés, Mohammadreza Moradiankhabori, 2016

©Tous droits réservés

Cette licence signifie qu'il est interdit de reproduire, d'enregistrer ou de diffuser en tout ou en partie, le présent document. Le lecteur qui désire imprimer ou conserver sur un autre media une partie importante de ce document, doit obligatoirement en demander l'autorisation à l'auteur.

PRÉSENTATION DU JURY
CE RAPPORT DE MÉMOIRE A ÉTÉ ÉVALUÉ
PAR UN JURY COMPOSÉ DE :

M. Amar Khaled, directeur de mémoire
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

M. Lotfi Guizani, codirecteur de mémoire
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

Mme Claudiane Ouellet-Plamondon, présidente du jury
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

Mme Marie José Nollet, membre du jury
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

IL A FAIT L'OBJET D'UNE SOUTENANCE DEVANT JURY ET PUBLIC

LE 13 OCTOBRE 2016

À L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE

REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier tous ceux qui m'ont appuyé lors de mes études comme étudiant gradué ainsi que lors de la rédaction de ce mémoire. Plus particulièrement, je tiens à exprimer toute ma gratitude à mon directeur de recherche M. Amar Khaled et mon codirecteur de recherche M. Lotfi Guizani pour leur disponibilité et leur soutien technique, moral et financier, sans qui la réalisation de ce mémoire n'aurait pu être complétée.

Finalement, je voudrais dédier ce mémoire à ma conjointe Ghazaleh, qui m'a soutenu au quotidien et a été présente dans les moments les plus durs.

COMPORTEMENT SISMIQUE DES PILES FAIBLEMENT ARMÉES DES PONTS RÉGULIERS ISOLÉS À LA BASE

Mohammadreza MORADIANKHABIRI

RÉSUMÉ

L'objectif principal de cette étude est d'évaluer l'effet de la diminution du pourcentage minimum d'acier d'armature longitudinale dans les piles sur la performance sismique et le niveau de dommage des ponts isolés à la base. Le comportement bidirectionnel d'un pont régulier isolé à la base ayant des pourcentages d'acier d'armature longitudinale minimaux est étudié sous des excitations sismiques anticipées à l'Est et à l'Ouest canadien. Un pont typique de deux travées avec une pile centrale composée de trois colonnes et une superstructure préfabriquée est considéré à titre d'étude de cas. Le pont est représenté par un modèle tridimensionnel où les colonnes de la pile centrale sont modélisées par des éléments fibre afin d'étudier et de retracer le niveau et l'étendue des dommages sous les charges sismiques. Des isolateurs sismiques de type élastomère avec noyau de plomb sont considérés et leur comportement hystérétique en cisaillement est représenté par un comportement non linéaire couplé dans les deux directions horizontales. Des analyses temporelles non linéaires sont effectuées sur le modèle du pont sous l'action simultanée de paires de composantes horizontales de tremblements de terre historiques et artificiels, calibrés sur le spectre du code canadien de calcul des ponts routiers, le CSA-S6-14. Dans l'étude préliminaire le spectre d'édition CNB 2010 a été choisi, étant donné la non disponibilité, au moment de l'étude, du spectre de l'édition 2015 du CNBC, utilisé par le code CSA-S6-14. Les colonnes de la pile, de forme rectangulaire, sont conçues avec des taux de renforcement longitudinal variant entre 0,3% à 1,0 %. Les résultats sont examinés en termes de l'effet de la diminution du pourcentage d'acier d'armature longitudinal minimal sur le niveau de dommage et le niveau de performance sismique du pont par rapport à la philosophie de conception et aux attentes du code canadien sur le calcul des ponts routier, CSA-S6-14. Les résultats montrent que, pour autant que le pourcentage d'acier fourni soit supérieur à celui requis, toutes les variantes du pont étudiées y compris celles ayant un pourcentage d'acier aussi bas que 0,5%, à l'Est et à l'Ouest canadien, se comportent essentiellement dans le domaine élastique, sans dommages significatifs. Cette performance est conforme à la philosophie et aux exigences du code CSA-S6-14 pour les ponts essentiels.

Mots clés : comportement sismique des piles de ponts, isolation sismique, taux d'armature longitudinal, performance sismique.

SEISMIC BEHAVIOR OF MULTI-COLUMNS BASE ISOLATED REGULAR BRIDGE WITH LOW REINFORCEMENT RATIOS

Mohammadreza MORADIANKHABIRI

ABSTRACT

The main objective of this study is to assess the effect of lowering the minimum longitudinal reinforcement ratio in pier columns on the seismic performance and the behavior of base-isolated bridges. This study investigates the bidirectional behavior of a regular base-isolated bridge, with low longitudinal reinforcement ratios, under severe seismic loadings expected in eastern and western Canada. A typical two span bridge with a multi-column central pier and a precast superstructure is considered as a case study. 3D refined structural models of the isolated bridge were used where pier-columns were modelled by fiber elements to investigate the damage extent levels. Lead core elastomeric base isolators were considered and their shear behaviour was represented by a coupled bidirectional nonlinear hysteresis. Time history analyses were performed on the bridge models under simultaneous bidirectional components of seismic ground motion records as well as artificial seismic ground motions, scaled to Canadian Highway Bridge Design Code, the CSA-S6-14. In the first part of the study however, the seismic spectra of the NBCC2010 code edition was used given the unavailability of the NBCC2015 seismic spectra, used by the CSA-S6-14 code. Rectangular bridge columns with 0,3% to 1,0% of longitudinal reinforcement ratios were considered in the two parts of this study. Results focus on the effect of lowering the minimum longitudinal steel ratio on the damage extent and performance level described in the Canadian Highway Bridge Design Code CSA-S6-14 within columns critical sections. Results show that, under the design earthquake, all the studied base-isolated bridge models, for all the studied reinforcement ratios, as long as they are not less than the required ratios, located in western and eastern sites, performed essentially within the elastic range that is according to the design philosophy of the CSA-S6-14 for lifeline bridges.

Keywords: seismic behavior of bridge column, base isolation, minimum longitudinal reinforcing rebar ratio, seismic performance.

TABLE DES MATIÈRES

	Page
INTRODUCTION	1
CHAPITRE 1 REVUE DE LA LITTÉRATURE	7
1.1 Comportement sismique des ponts	7
1.1.1 Rupture par manque d'armature de confinement.....	8
1.1.2 Rupture par manque d'armature longitudinale	10
1.1.3 Rupture par cisaillement	11
1.2 L'isolation sismique de la base : Principe fondamental et caractéristiques hystérétiques	11
1.3 Application de l'isolation sismique de la base aux ponts	14
1.4 Systèmes d'isolation sismique de la base pour les ponts.....	16
1.4.1 Isolateurs sismiques à base d'élastomère.....	17
1.4.2 Isolateurs sismiques à base de friction : Pendules à friction.....	20
1.4.3 Autres systèmes d'isolation sismique de la base	21
1.4.4 Autres dispositifs de technologies parasismiques.....	22
1.5 Armature longitudinale minimale dans les piles de ponts	23
1.5.1 Historique.....	23
1.5.2 Pourcentage d'acier d'armature minimum.....	24
1.5.3 Contrôle de la fissuration	25
1.5.4 Plastification des armatures	27
1.5.5 Disparités entre les codes sur la limite inférieure de l'armature longitudinale	28
1.5.6 Limites minimales de l'armature longitudinale des colonnes dans le CSA-S6	29
1.5.7 Comportement des piles de ponts munies d'un faible taux d'armatures longitudinales.....	31
1.6 Conclusions et critique de la revue de littérature.....	32
CHAPITRE 2 SÉLECTION, CALIBRATION ET ÉTALONNAGE DES SIGNAUX SISMIQUES	35
2.1 Sismicité du Canada.....	35
2.2 Sélection des accélérogrammes	38
2.2.1 Sélection des séismes historiques	39
2.2.2 Sélection des accélérogrammes artificiels	41
2.2.2.1 Méthode de sélection des accélérogrammes artificiels.....	43
2.2.2.2 Choix des accélérogrammes artificiels	45
2.3 Calibration et transformation des mouvements sismiques.....	50
2.3.1 Méthodes de calibration des accélérogrammes :	50
2.3.1.1 Méthodes de calibration basées sur un facteur d'étalonnage.....	50
2.3.1.2 Méthode de calibration dans le domaine fréquentiel (Méthode FD).....	53

2.3.1.3	Méthode de calibration dans le domaine temporel (Méthode TD)	54
2.3.2	Transformation et calibration des accélérogrammes historiques.....	54
2.3.2.1	Transformation des mouvements sismiques selon les directions principales.....	54
2.3.2.2	Calibrations des mouvements sismiques sur le spectre cible dans le domaine temporel	56
2.3.3	Calibration des accélérogrammes artificiels par facteur d'étalonnage	58
2.3.3.1	Étalonnage des accélérogrammes artificiels	59
2.3.3.2	Vérification du critère du code CNBC.....	62
CHAPITRE 3	MODÉLISATION DU PONT	67
3.1	Modèle du pont	67
3.1.1	Modèle de base	67
3.1.2	Modélisation du pont	69
3.2	Modélisation de la rotule plastique	69
3.2.1	Longueur de la rotule plastique.....	69
3.2.2	Discretisation de la section dans la zone de rotule plastique	70
3.2.3	Lois de comportement des matériaux	71
3.2.3.1	Courbes contrainte-déformation du béton	72
3.2.3.2	Courbe contrainte-déformation de l'acier d'armature	76
3.3	Modélisation du système d'isolation sismique	77
CHAPITRE 4	CONCEPTION DES VARIANTES DE PONTS ET PROCÉDURE D'ANALYSE TEMPORELLE NON LINÉAIRE.....	81
4.1	Procédure de conception sismique des variantes du pont.....	83
4.1.1	Analyses modales.....	85
4.1.2	Analyses spectrales et combinaison des directions sismiques.....	88
4.1.3	Calcul des efforts pour la conception des piles.....	89
4.1.4	Calcul des armatures dans les piles.....	92
4.2	Analyses temporelles non linéaires : Modèles étudiés et paramètres	96
CHAPITRE 5	RÉSULTATS ET DISCUSSION	99
5.1	Étude préliminaire.....	100
5.2	Moments de flexion bi-axiale sous charges sismiques	101
5.3	Historiques des réponses sismiques et courbes d'hystérésis.....	107
5.4	Déformations maximales des fibres.....	111
5.4.1	Déformations maximales dans les fibres du béton non confiné	112
5.4.2	Déformations maximales dans les fibres du béton confiné	115
5.4.3	Déformations maximales dans les fibres d'armatures longitudinales.....	118
5.5	Déplacement maximal des isolateurs sismiques	121
5.6	Déplacements résiduels des isolateurs sismiques	126
5.7	Synthèse des résultats et performance sismique des ponts étudiés.....	130
CONCLUSIONS.....		133

RECOMMANDATIONS	137
ANNEXE I ACCÉLÉROGRAMMES AVANT ET APRÈS LA CALIBRATION ...	139
ANNEXE II ARTICLE DE CONFÉRENCE 1	
SEISMIC BEHAVIOUR OF REGULAR BASE-ISOLATED BRIDGES WITH LOW RENFORCEMENT RATIOS	159
ANNEXE III ARTICLE DE CONFÉRENCE 2	
COMPORTEMENT SISMIQUE DES PILES DE PONTS ISOLÉS À LA BASE AVEC FAIBLES TAUX D'ARMATURES LONGITUDINALES.....	175
BIBLIOGRAPHIE	195

LISTE DES TABLEAUX

	Page
Tableau 1.1	Taux minimum d'armature longitudinale basée sur la fissuration.....27
Tableau 1.2	Ratio minimal d'armature longitudinale basé sur le critère de plastification.....28
Tableau 1.3	Évolution des limites inférieures et supérieures du taux d'armatures longitudinales dans les piles de ponts dans le code CSA-S630
Tableau 2.1	Propriétés des séismes historiques pour Montréal-Région de l'Est.....40
Tableau 2.2	Propriétés des séismes historiques pour Vancouver-Région de l'Ouest....41
Tableau 2.3	Scénarios M-R utilisés pour la sélection des accélérogrammes artificiels43
Tableau 2.4	Périodes de vibration du pont avec différentes rigidités pour le système d'isolation.....44
Tableau 2.5	Résumé des plages de périodes pour l'étalonnage.....45
Tableau 2.6	Valeurs de l'accélération spectrale ST(T) pour les spectres cibles de Montréal et Vancouver46
Tableau 2.7	Sélection des accélérogrammes artificiels pour l'Est (Scénario 1).....48
Tableau 2.8	Sélection des accélérogrammes artificiels pour l'Est (Scénario 2).....48
Tableau 2.9	Sélection des accélérogrammes artificiels pour l'Ouest (Scénario 1)49
Tableau 2.10	Sélection des accélérogrammes artificiels pour l'Ouest (Scénario 2)49
Tableau 2.11	Corrélation initiale et finale et angle de rotation des composantes horizontales55
Tableau 2.12	Facteurs d'étalonnage des accélérogrammes artificiels de l'Ouest pour les deux scénarios59
Tableau 2.13	Facteur d'étalonnage des accélérogrammes artificiels de l'EST pour les deux scénarios60
Tableau 3.1	Propriétés du béton non confiné75
Tableau 3.2	Propriétés du béton confiné75

Tableau 3.3	Propriétés de l'acier d'armature.....	76
Tableau 3.4	Caractéristiques hystérétiques des isolateurs sismiques	77
Tableau 3.5	Répartition du système d'isolation sismique	80
Tableau 4.1	Résumé des modes de vibrations et masses modales (PE1)	86
Tableau 4.2	Résumé des modes de vibrations et masses modales (PE2)	86
Tableau 4.3	Résumé des modes de vibrations et masses modales (PE3)	87
Tableau 4.4	Résumé des modes de vibrations et masses modales (PO1).....	87
Tableau 4.5	Efforts de conception pour les piles des variantes du pont isolé à la base (PE1).....	90
Tableau 4.6	Efforts de conception pour les piles des variantes du pont isolé à la base (PE2).....	90
Tableau 4.7	Efforts de conception pour les piles des variantes du pont isolé à la base (PE3).....	91
Tableau 4.8	Efforts de conception pour les piles des variantes du pont isolé à la base (PO1)	91
Tableau 4.9	Demande en armatures longitudinales des modèles étudiés	93
Tableau 4.10	Longueurs de la zone de rotule plastique pour les différentes variantes ...	94
Tableau 4.11	Résumé des modèles de l'étude.....	97
Tableau 5.1	Variantes étudiées pour trois modèles	99
Tableau 5.2	Niveaux de performance/dommage, selon le code CSA-S6-14.....	100
Tableau 5.3	Déformations maximales des fibres du béton non confiné Modèle PE2 - (m/m)	112
Tableau 5.4	Déformations maximales des fibres du béton non confiné Modèle PE3 - (m/m)	113
Tableau 5.5	Déformation maximale des fibres du béton non confiné Modèle PO1 - (m/m).....	114
Tableau 5.6	Déformations maximales des fibres du béton confiné Modèle PE2 - (m/m)	116

Tableau 5.7	Déformations maximales des fibres du béton confiné Modèle PE3 - (m/m)	116
Tableau 5.8	Déformations maximales des fibres du béton confiné Modèle PO1 - (m/m)	117
Tableau 5.9	Déformations maximales des fibres d'armatures Modèle PE2 - (m/m)	119
Tableau 5.10	Déformations maximales des fibres d'armatures Modèle PE3 - (m/m)	119
Tableau 5.11	Déformations maximales des fibres d'armatures Modèle PO1 - (m/m)	120
Tableau 5.12	Déformation maximales au sein des isolateurs sismiques - Direction longitudinale - Modèle PE2	122
Tableau 5.13	Déformation maximales au sein des isolateurs sismiques - Direction transversale - Modèle PE2	122
Tableau 5.14	Déformation maximales au sein des isolateurs sismiques - Direction longitudinale - Modèle PE3	122
Tableau 5.15	Déformation maximales au sein des isolateurs sismiques - Direction transversale -Modèle PE3	123
Tableau 5.16	Déformation maximales au sein des isolateurs sismiques - Direction longitudinale - Modèle PO	123
Tableau 5.17	Déformation maximales au sein des isolateurs sismiques - Direction transversale - Modèle PO	123
Tableau 5.18	Déplacements résiduels maximums des isolateurs sismiques Direction longitudinale- Modèle PE2	127
Tableau 5.19	Déplacements résiduels maximums des isolateurs Direction transversale- Modèle PE2	127
Tableau 5.20	Déplacements résiduels maximums des isolateurs Direction longitudinale- Modèle PE3	127
Tableau 5.21	Déplacements résiduels maximums des isolateurs Direction transversale- Modèle PE3	128
Tableau 5.22	Déplacements résiduels maximums des isolateurs Direction longitudinale- Modèle PO1	128

Tableau 5.23	Déplacements résiduels maximums des isolateurs Direction transversale- Modèle PO1.....	129
Tableau 5.24	Synthèse de la performance sismique des ponts étudiés.....	132

LISTE DES FIGURES

	Page
Figure 1.1	Flambement des barres longitudinales.....8
Figure 1.2	Rupture en cisaillement.....11
Figure 1.3	Effet de l'augmentation de la période et du taux d'amortissement visqueux12
Figure 1.4	Comportement hystérésis idéalisé.....13
Figure 1.5	Exemple d'application de l'isolation sismique de la base sur un segment de pont14
Figure 1.6	Isolateur sismique en élastomère avec noyau de plomb17
Figure 1.7	Effet de la variation du noyau de plomb sur la réponse globale18
Figure 1.8	Illustration de la déformation en cisaillement d'un isolateur sismique19
Figure 1.9	Comportement hystérétique des isolateurs en élastomère20
Figure 1.10	Schémas de l'isolateur de type pendule à friction20
Figure 1.11	Schémas de l'isolateur sismique Z-Tech22
Figure 1.12	Zone de tension25
Figure 1.13	Réponse cyclique unidirectionnelle d'une pile de pont31
Figure 1.14	Réponse cyclique bidirectionnelle d'une pile de pont rectangulaire32
Figure 2.1	Les séismes historiques au Canada37
Figure 2.2	Carte d'aléa sismique du Canada38
Figure 2.3	Répartition du niveau du risque sismique au Canada38
Figure 2.4	Déaggrégation de l'aléa sismique de la ville de Montréal pour une probabilité de récurrence de 2% en 50 ans42
Figure 2.5	Déaggrégation de l'aléa sismique de la ville de Vancouver pour une probabilité de récurrence de 2% en 50 ans42
Figure 2.6	Les plages de périodes d'étalonnage pour les deux scénarios M-R.....45

Figure 2.7	Spectres d'accélération cibles pour les deux régions Est et Ouest	47
Figure 2.8	Transformation des signaux sismiques selon les directions principales	55
Figure 2.9	Spectres des accélérogrammes des séismes de l'Est après transformation, calibration et séparation.....	57
Figure 2.10	Spectres des accélérogrammes des séismes de l'Ouest après transformation, calibration et séparation.....	57
Figure 2.11	Accélérogramme de l'enregistrement de Nahanni avant et après la calibration	58
Figure 2.12	Accélérogramme de l'enregistrement de Loma Prieta avant et après la calibration	58
Figure 2.13	Spectres d'accélération des séismes artificiels M6 - R10 à 30 km (Montréal)	61
Figure 2.14	Spectres d'accélération des séismes artificiels M7 - R20 à 70 km (Montréal)	61
Figure 2.15	Spectres d'accélération des séismes artificiels M6 - R10 à 30 km (Vancouver)	61
Figure 2.16	Spectres d'accélération des séismes artificiels M7 - R20 à 70 km (Vancouver)	62
Figure 2.17	Critère de validation de l'étalonnage, d'après le guide d'utilisation du CNBC.....	62
Figure 2.18	Différence entre le spectre moyen des accélérogrammes et le spectre de réponse cible après l'étalonnage - Région de l'Est	63
Figure 2.19	Différence entre le spectre moyen des accélérogrammes et le spectre de réponse cible après l'étalonnage - Région de l'Ouest	63
Figure 2.20	Spectres moyen des accélérogrammes après ajustement Région de l'Est.....	64
Figure 2.21	Spectres moyens des accélérogrammes après ajustement Région de l'Ouest	64
Figure 2.22	Accélérogrammes artificiels E6A pour la région de l'Est-M6	65
Figure 2.23	Accélérogrammes artificiels W6A pour la région de l'Ouest-M6.....	65

Figure 3.1	Caractéristiques géométriques du modèle du pont	68
Figure 3.2	Modèle 3D du pont	69
Figure 3.3	Modélisation du système de pile	71
Figure 3.4	Discrétisation de la section en éléments fibres	72
Figure 3.5	Loi de comportement des fibres de béton confiné et non confiné	72
Figure 3.6	Section rectangulaire de béton confiné	74
Figure 3.7	Courbes contrainte-déformation du béton non confiné et confiné.....	75
Figure 3.8	Courbe contrainte-déformation de l'acier d'armature	76
Figure 3.9	Comportement bilinéaire couplé du système d'isolation sismique.....	78
Figure 4.1	Synthèse du cheminement suivi pour la conception et la vérification.....	82
Figure 4.2	Diagramme d'interaction du modèle PE2 pour $P=2117\text{kN}$	93
Figure 4.3	Configuration d'acier d'armature de confinement.....	96
Figure 5.1	Moments bidirectionnels à la base de la colonne d'extrémité du pont PE2-2	104
Figure 5.2	Moments bidirectionnels à la base de la colonne d'extrémité du pont PE2-1	104
Figure 5.3	Moments bidirectionnels à la base de la colonne d'extrémité du pont PE3-2	105
Figure 5.4	Moments bidirectionnels à la base de la colonne d'extrémité du pont PE3-1	105
Figure 5.5	Moments bidirectionnels à la base de la colonne d'extrémité du pont PO1-2	106
Figure 5.6	Moments bidirectionnels à la base de la colonne d'extrémité du pont PO1-1	106
Figure 5.7	Historique de déformation des fibres-modèle PE2-1 Accélérogramme E6A.....	108
Figure 5.8	Hystérésis des fibres- modèle PE2-1- Accélérogramme E6A	109
Figure 5.9	Historique de déplacement de l'isolateur de l'extrémité sur la pile.....	110

Figure 5.10	Hystérésis de déplacement de l'isolateur de l'extrémité sur la pile.....	110
Figure 5.11	Déformation maximale moyenne des fibres de béton non confiné.....	115
Figure 5.12	Déformation maximale moyenne des fibres de béton confiné.....	118
Figure 5.13	Déformation maximale des fibres d'aciers d'armatures	121
Figure 5.14	Spectre de déplacement pour les deux sites de l'étude, Sol C	124
Figure 5.15	Déformations maximales moyennes au sein des isolateurs sismiques Direction longitudinale	125
Figure 5.16	Déformations maximales moyennes au sein des isolateurs sismiques Direction transversale	126
Figure 5.17	Déplacements résiduels maximums moyens des isolateurs sismiques	129
Figure 5.18	Déplacements résiduels maximums moyens des isolateurs sismiques	130

LISTE DES ABRÉVIATIONS, SIGLES ET ACRONYMES

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation
ACI	American Concrete Institute
CALTRANS	California Transportation
CNBC	Code National du Bâtiment du Canada
CQC	Combinaison Quadratique Complète
DDL	Degré de Liberté
EDC	Énergie dissipée par cycle
ELS	État Limite de Service
ELU	État Limite Ultime
HTT- α	Hilbert-Hughes-Taylor- α
CSA	Canadian Standards Association
LRFD	Load and Resistance Factor Design
MTO	Ministry of Transportation offices - Ontario
MTQ	Ministère des Transports du Québec
NEBT	New England Bulb Tee Girder
NZS	New Zealand Structural Code
PGA	Accélération de pointe du sol (Peak Ground Acceleration)
PGV	Vitesse de pointe du sol (Peak Ground Velocity)
SRSS	Square Root Sum of the Squares

Alphabet romain minuscule

b	Largeur de la colonne
c	Distance de recouvrement
d_c	Distance entre la fibre extrême et le centre des aciers en tension
d_{bl}	Diamètre de l'armature longitudinale
f'_c	Résistance en compression du béton à 28 jours
f'_{ce}	Résistance prévue du béton
f'_{co}	Résistance maximale du béton en compression
f_{yh}	Limite élastique de l'acier transversal

g	Constante de gravité terrestre
h	Plus grande dimension de la colonne en plan
h_c	Dimension extérieure des cadres transversaux de la section de la colonne mesurée perpendiculairement aux armatures considérées
k	Raideur
m	Masse
r	Rayon de courbure de l'isolateur
s_t	Espacement vertical entre deux armatures transversales
s_x	Espacement entre deux armatures longitudinales selon X
s_y	Espacement entre deux armatures longitudinales selon Y

Alphabet romain majuscule

A	Aire chargée de l'appui en élastomère;
A_c	Aire du noyau de béton
A_g	Aire de la section brute
A_{sh}	Aire de la section des aciers transversaux
A_{st}	Aire en plan des armatures longitudinales
C_u	Distance entre la fibre extrême et l'axe neutre
D	Charges mortes, Déplacement de calcul
E	Charges sismiques
E_c	Module élastique du béton
G	Module de cisaillement, Module de cisaillement de l'élastomère
H	Hauteur de la colonne
I_e	Inertie effective de la zone fissurée de béton
K_{eff}	Rigidité effective
k_d	Rigidité post-élastique
L	Charge vive, longueur de la colonne entre la section critique et le point d'inflexion
L_p	Longueur de la rotule plastique
M	Masse de la structure isolée

M_{LONG}	Moment Longitudinal
M_{TRANS}	Moment Transversal
M_X	Moment maximal selon l'axe X au pied de la colonne
M_Y	Moment maximal selon l'axe Y au pied de la colonne
P	Charge axiale sur une colonne
P_f	Charge axiale pondérée
Q_d	Résistance latérale initiale
R	Coefficient de réponse sismique
R_1	Réponse spectrale du pont dans le sens longitudinal
R_2	Réponse spectrale du pont dans le sens transversal
S	Espacement des étriers
$S_{a_{cible}(T_i)}$	Accélération spectrale du spectre de réponse cible
$S_{a_{réponse}(T_i)}$	Accélération spectrale du spectre de l'accélérogramme étalonné
T	Période, Épaisseur effective de l'élastomère
T_p	Période de vibration
T_e	Période d'isolation effective
T_l	Période longitudinale
T_{Keff}	Période du pont en considérant la rigidité équivalente du système d'isolation
T_{kd}	Période du pont en considérant la rigidité post-élastique du système d'isolation
T_{ku}	Période du pont en considérant la rigidité élastique K_u du système d'isolation comme la rigidité du pont
T_{max}	Borne supérieure de la plage de période de l'étalonnage
T_{min}	Borne inférieure de la plage de période de l'étalonnage
T_{pile}	Période du mode de vibration de la pile du pont uniquement
T_t	Période transversale

Alphabet grec minuscule

α	Paramètre gérant l'amortissement numérique dans la méthode HHT
----------	--

β	Paramètre gérant la méthode d'intégration dans la méthode Newmark- β
γ	Ratio de la distance entre les aciers en compression et les aciers en tension avec la largeur de la colonne
ϵ_c	Déformation du béton non confiné
ϵ_{cc}	Déformation du béton confiné
ϵ_{cu}	Déformation ultime du béton
ϵ_{ccu}	Déformation ultime du béton confiné
ϵ_p	Déformation plastique
ϵ_s	Déformation de l'acier
ϵ_{su}	Déformation ultime de l'acier
ϵ_u	Déformation ultime
ξ	Taux d'amortissement visqueux du système linéaire équivalent
μ	Coefficient de frottement de l'interface
ρ	Densité
ρ_g	Ratio des aciers longitudinaux
ρ_l	Pourcentage d'armatures longitudinales
$\rho_{st \min}$	Pourcentage d'armatures longitudinales minimales
$\rho_{st \max}$	Pourcentage d'armatures longitudinales maximales

Alphabet grec majuscule

Δ_{moy}	Moyenne des déplacements
Δ_{max}	Déplacement maximal
Δ_{min}	Déplacement minimal
ϕ_c	Coefficient de résistance du béton
ϕ_s	Coefficient de résistance de l'acier

LISTE DES SYMBOLES ET UNITÉS DE MESURE

UNITÉS DE BASE

m	mètre (unité de base)
kg	kilogramme (unité de masse)
s	seconde (unité de temps)

Aire

m²	mètre carré
mm²	millimètre carré

UNITÉS GÉOMÉTRIQUES

Longueur

km	kilomètre
m	mètre
cm	centimètre
mm	millimètre

UNITÉS MÉCANIQUES

Vitesse

km/s	kilomètre par seconde
-------------	-----------------------

Accélération

m/s²	mètres par secondes au carré
g	accélération moyenne de la pesanteur

Angle

°	degré
rad	radian

Force

N	Newton
kN	kiloNewton

Moment d'une force

Nm	Newton - mètre
kNm	kiloNewton - mètre

Contrainte

UNITÉS DE TEMPS

h	heure
s	seconde

Fréquence

Hz	Hertz
kHz	kiloHertz

Pa	Pascal
MPa	megaPa

INTRODUCTION

Généralités et problématique

Les ponts sont des éléments vitaux d'un réseau de transport. Pour assurer une certaine fiabilité du réseau, certains ponts, dont l'importance socio-économique est primordiale, doivent demeurer fonctionnels ou du moins maintenir un certain niveau de service après un événement sismique majeur. Il est donc primordial que les dommages induits par les tremblements de terre de calcul dans certains ponts soient contrôlés et maintenus en deçà d'un seuil pré-établi afin de préserver la viabilité du réseau et des services socio-économiques qu'il assure.

Les piles sont des éléments primaires du système structural des ponts de première importance en plus d'être des plus sensibles aux effets des charges latérales, notamment les charges sismiques. Par conséquent, les piles sont au cœur de la performance et de la stabilité structurale des ponts lors d'un séisme majeur.

La technologie de l'isolation sismique de la base s'est imposée graduellement, depuis quelques deux à trois décennies, comme l'un des moyens les plus efficaces pour réduire les charges sismiques et les dommages qui en résultent et pour ainsi préserver la fonctionnalité des ponts après des tremblements de terre majeurs. Les premières applications de cette technologie en Amérique du Nord remontent aux années 1982-83 en Californie, aux États-Unis. Cependant, les premières applications de l'isolation sismique de la base aux ponts datent de quelques 25 ans dans l'ouest canadien et seulement de quelques 12 ans au Québec, soit en 2004. À l'heure actuelle, au moins une douzaine de ponts au Québec, parmi lesquels des ponts très importants sont munis de cette technologie.

Sur la base d'études précédentes, le pourcentage minimum d'acier d'armatures longitudinales dans les colonnes des piles de ponts spécifié par le code canadien sur le calcul des ponts

routiers (CSA-S6-14) est de 0,8%. Cette limite est spécifiée implicitement pour tous les ponts et s'applique par conséquent aux ponts isolés à la base. Or, dans le cas de ces derniers, la demande en acier d'armatures longitudinales dans les piles est nettement plus faible que celle pour les ponts conventionnels et de ce fait la limite inférieure du taux d'armatures longitudinales spécifiée par le code gouverne souvent la conception des piles. Il est à noter que les études à la base du taux minimum d'armatures longitudinales, spécifié par les codes, ont été réalisées sur des ponts conventionnels.

Par ailleurs, en étudiant les codes parasismiques de divers pays aux prises avec une activité sismique importante, on constate que la valeur de la borne inférieure des armatures longitudinales dans les piles des ponts varie considérablement. Dans certains pays, cette limite inférieure descend nettement en deça de 0,8%. C'est notamment le cas pour le Japon, où la limite inférieure spécifiée s'établit à 0,5%. D'autre part, dans le code canadien sur le calcul des ponts routiers (CSA S6-14), deux valeurs de borne inférieure pour l'armature longitudinale sont prescrites : 1) 0,8% pour les colonnes et : 2) 0,25% pour les piles mur dont le rapport de la hauteur libre par la plus grande dimension en plan est inférieur à 2,5.

En étudiant les ponts existants dans la province du Québec, on note qu'il y a un grand nombre de ponts avec des piles ayant un rapport de H/h proche du comportement d'une pile mur. Pour ces ponts les piles sont cependant considérées comme des colonnes même si le rapport de H/h est proche de 2,5. Ce qui mène cette étude à explorer une possibilité de diminution de cette borne inférieure de l'armature longitudinale à une autre valeur plus raisonnable. Selon les études expérimentales de Khaled et al. (2010), sur les piles de ponts soumises aux charges bidirectionnelles de séismes, les ruptures observées sont dues au manque de confinement du béton, notamment dans la zone de rotule plastique, plutôt que le manque d'acier d'armatures longitudinales. Ce résultat appuie l'hypothèse d'une possibilité de diminution de la borne inférieure de l'armature longitudinale dans les piles de ponts. L'abaissement de la limite inférieure du pourcentage d'armatures longitudinales dans les piles aurait encore un plus grand impact sur la conception des ponts isolés à la base que celle

des ponts conventionnels (à base fixe), étant donné que cette limite gouverne beaucoup plus souvent la conception de cette première catégorie de ponts.

La présente étude s'inscrit dans ce contexte et vise à comprendre le comportement, dans le contexte sismique canadien, des piles de ponts isolés à la base ayant de faibles taux d'armatures longitudinales pouvant aller en deçà de la limite actuelle de 0,8%, spécifiée par le code canadien CSA S6-14.

Objectifs

L'objectif principal de ce projet de recherche consiste à étudier le comportement sismique et la performance sismique des piles de ponts, de type multi-colonnes, isolés à la base et conçues avec des taux d'armatures longitudinales inférieurs à la limite de 0,8%, actuellement spécifiée par le code canadien des ponts routiers. Cet objectif global est décomposé en objectifs spécifiques, tel que détaillé ci-après :

Objectifs spécifiques

Les objectifs les plus importants sont les suivants :

1. Étudier l'influence du taux d'armatures longitudinales pourvu dans les piles de ponts de type multi-colonnes sur la réponse sismique des ponts isolés à la base au Canada;
2. Étudier la performance sismique des ponts avec des taux d'armatures longitudinales inférieurs à la limite inférieure actuelle de 0,8%, spécifiée dans le code canadien;
3. Étudier l'influence du zonage sismique, en considérant des séismes anticipés dans les régions de l'Est et de l'Ouest du Canada.

Quelques objectifs spécifiques secondaires, découlant de ces objectifs, sont résumés-ci dessous :

4. Identifier les différences entre l'effet de faibles taux d'armatures sur la performance des piles de ponts conventionnels et des piles de ponts isolés à la base;
5. Proposer une approche pour la calibration des séismes synthétiques pour les ponts isolés en adaptant les approches les plus récentes utilisées pour les structures conventionnelles;
6. Dégager l'effet de plusieurs paramètres sur les réponses et performances sismiques obtenues, comme la nature synthétique ou historique du signal sismique, l'éloignement du site du pont de l'épicentre du séisme (site proche de l'épicentre ou loin de l'épicentre) ainsi que l'effet de certains choix du concepteur comme la distribution du système d'isolation sismique sur les unités de fondation.

Méthodologie

Afin de pouvoir répondre à la problématique de la recherche et satisfaire l'objectif général et les objectifs spécifiques du projet, identifiés ci-dessus, la méthodologie suivie se résume dans la réalisation des étapes suivantes:

1. Réalisation d'une revue de la littérature sur les caractéristiques spécifiques des isolateurs à la base, sur l'historique et la définition de l'armature longitudinale minimale dans la norme canadienne, sur les caractéristiques des tremblements de terre survenus en Amérique du Nord, sur les caractéristiques des séismes synthétiques et sur les différentes méthodes de calibration et d'étalonnage des accélérogrammes;
2. Conception d'un pont conventionnel pour chaque région du Canada en calculant la valeur de l'armature longitudinale pour les ponts essentiels ($I=3$);
3. Ajout de l'isolateur sismique dans le but d'atteindre une période de 2,0s pour le pont de l'Est et de 3,5s pour le pont de l'Ouest. La conception des ponts isolés est effectuée et la demande en armature longitudinale est calculée. Le spectre de calcul du code CSA-S6-14 est considéré comme le spectre de design;
4. Sélection de quinze paires d'accélérogrammes pour chaque région de l'étude afin de répondre aux exigences minimales du code canadien sur le calcul des ponts routiers CSA-

- S6-14. En plus de cinq enregistrements des tremblements de terre historiques, deux groupes de cinq paires d'accélérogrammes synthétiques ont été choisis et ont été étalonnés sur la plage de période appropriée sur le spectre de design;
5. Analyses dynamiques non linéaires sur les ponts isolés à la base, sous l'effet des tremblements de terre historiques et synthétiques représentant les séismes anticipés dans l'Est et l'Ouest du Canada, sont effectuées afin de pouvoir étudier la performance des ponts isolés ayant le pourcentage d'armature requis selon la réponse du pont (0,5%) et le pourcentage d'armature minimal prescrit par le code canadien (0,8%).

Limite de l'étude

Étant données les exigences en temps de calcul et en exploitation et interprétation des résultats des analyses sismiques envisagées, une étude générale considérant la variation de plusieurs paramètres, comme le type de pont et le nombre de travées, le type de pile, les caractéristiques du système d'isolation, la régularité géométrique du pont etc., se trouve hors de portée du projet. La présente étude se limite donc à un pont régulier de deux travées, typique de ceux rencontrés fréquemment au Québec. Par ailleurs, un seul type de pile à trois colonnes rectangulaires est considéré et les dimensions de la pile et des sections sont maintenues constantes.

Dans le chapitre de la sélection des signaux sismiques, le choix des séismes de l'Ouest du Canada a suivi celui des séismes de l'Est afin de pouvoir comparer les résultats. Les séismes de subduction n'ont pas été considérés pour la région de l'Ouest dans cette étude. La classe de sol C (sol de référence, selon le CSA-S6) est considérée pour l'étude de cas. Les autres types de sol n'ont pas été étudiés dans ce mémoire.

Finalement, un seul système d'isolation sismique a été considéré avec les valeurs nominales de ses caractéristiques hystérétiques. La variabilité des caractéristiques hystérétiques sous

l'effet de plusieurs paramètres comme la température, le vieillissement, l'usure, etc. n'a pas été considérée ni lors de la conception des piles du pont ni lors des analyses.

Organisation de mémoire

Le mémoire est composé de cinq chapitres en plus de la présente introduction. Dans le premier chapitre, une revue de la littérature est présentée incluant les résumés d'études scientifiques effectuées précédemment. Ensuite, le chapitre deux couvre le choix et la calibration des accélérogrammes utilisés dans les analyses temporelles non linéaires. Dans le chapitre trois, le modèle du pont est présenté incluant les lois de comportement des matériaux. Dans le chapitre quatre, la procédure d'analyse et la conception des variantes analysées du modèle de pont utilisé dans le cadre de cette étude est présentée. Le cinquième chapitre présente les résultats obtenus dans chaque partie de l'étude ainsi que la discussion des résultats obtenus. Finalement, les conclusions et les recommandations pour d'éventuels travaux futurs sont présentées à la fin de ce mémoire.

CHAPITRE 1

REVUE DE LA LITTÉRATURE

Les ponts sont des ouvrages vitaux dans les réseaux de transports pour leurs rôles socioéconomiques importants. Ils relient également des zones difficiles d'accès dans plusieurs cas. Il est donc important d'étudier le comportement des ponts lorsqu'ils sont soumis à des mouvements sismiques importants. Malgré qu'il soit difficile de généraliser l'impact d'un événement sismique donné sur les ouvrages, les études effectuées sur le comportement des ponts lors d'événements sismiques passés ont permis d'établir des scénarios types de ruptures et de développer des méthodes d'analyse et de calcul parasismique ainsi que des techniques de construction parasismique de plus en plus efficaces. À cet effet, l'introduction de l'isolation sismique de la base est une des techniques qui permet d'améliorer considérablement le comportement des ponts sous chargement sismique. Ce chapitre présente une revue de la littérature portant entre autres sur les études effectuées récemment sur le comportement sismique des ponts et sur l'isolation sismique de la base appliquée aux ponts.

1.1 Comportement sismique des ponts

Plusieurs ponts ont subi des dommages importants ou se sont effondrés lors des tremblements de terre de San Fernando en 1971, de Whittier Narrows en 1987, de Loma Prieta en 1989 et de Northridge en 1994 (Housner 1994, Mitchell et al. 1991, Priestley 1988). Des révisions importantes ont été apportées aux codes parasismiques après ces tremblements de terre. Des dommages très sévères au niveau de l'autoroute Hanshin et du chemin de fer de Shinkansen ont aussi été observés lors du séisme de Kobe en 1995 (Anderson et al. 1996). Les dommages et ruptures observés lors de ces événements sismiques sont attribuables le plus souvent : (a) aux déficiences au niveau du taux d'armature de cisaillement, de son ancrage et/ou l'espacement entre ces armatures dans les colonnes; (b) au taux excessif d'armature longitudinale dans la zone de rotule plastique, causant la rupture en cisaillement dans le chevêtre (la rupture en cisaillement est survenue à cause du pourcentage d'acier

inadéquat empêchant la formation de la rotule plastique dans la colonne); (c) à la rupture en cisaillement-friction au niveau des appuis (piles, culées) où le taux d'armature de cisaillement était inadéquat; (d) à des longueurs d'assise de tabliers insuffisantes, notamment pour les ponts à travées simples et les ponts en biais (Anderson et al. 1996). Dans le cas des piles de ponts, les deux modes de rupture les plus observés sont la rupture en flexion et la rupture en cisaillement (Priestley et al. 1994).

1.1.1 Rupture par manque d'armature de confinement

L'armature transversale, en plus d'augmenter la résistance au cisaillement, permet de confiner le noyau de béton de l'élément et de prévenir ainsi le flambement des barres d'armatures longitudinales. Une des principales causes d'effondrement des ponts suite aux tremblements de terres à l'ouest des États-Unis et au Japon est le manque de confinement dans la zone de la rotule plastique. Les études effectuées sur les causes des dommages des ponts lors des tremblements de terre de San Fernando et de celui de Loma Prieta pointent le manque d'armatures transversales au niveau des zones de rotule plastique. (Mitchell et al. 1991)

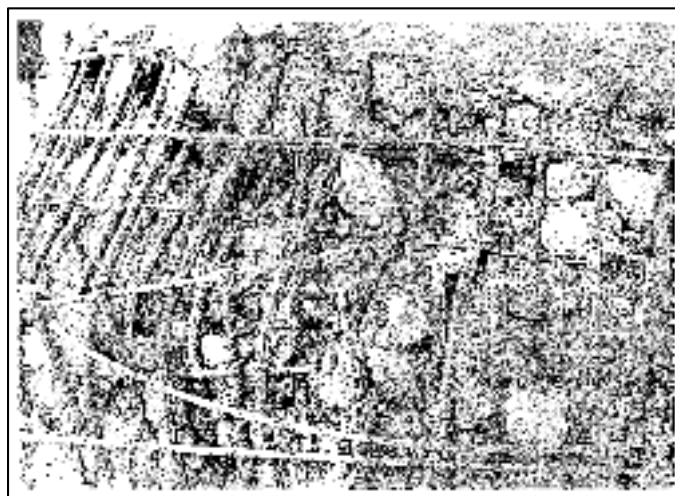


Figure 1.1 Flambement des barres longitudinales
Tirée d'Anderson et al. (1996)

Dans le calcul sismique des piles de ponts, ces dernières doivent démontrer, le cas échéant, un certain niveau de ductilité pour éviter une rupture prématurée par cisaillement ou une dégradation significative de la résistance. L'armature transversale permet d'atteindre une telle demande en ductilité et ce en prévenant le flambement d'armature longitudinale, la défaillance en cisaillement et l'éclatement du béton du noyau central.

Wehbe (1999) a réalisé une étude analytique et expérimentale portant sur le comportement et la ductilité des colonnes rectangulaires de ponts en béton armé avec des taux de confinement moyens. Dans son approche, il examine les colonnes sous une charge axiale constante en plus d'une charge cyclique latérale selon leurs axes forts. Les résultats du modèle analytique et du modèle expérimental ont été comparés afin de déterminer l'effet de la quantité de l'armature transversale sur la capacité de ductilité des colonnes. Les résultats obtenus ont démontré que la quantité d'armature transversale et la charge axiale appliquée sont deux paramètres importants affectant la résistance et le comportement cyclique des colonnes soumises aux charges latérales. D'après les résultats des analyses, afin d'éviter une rupture prématurée ou un déplacement latéral excessif des colonnes avec une capacité portante réduite, des spécifications concernant l'armature transversale minimale, l'espacement des armatures transversales ainsi que l'ancrage de l'armature longitudinale doivent être rigoureusement rencontrées. Pour qu'une colonne rectangulaire de pont en béton armé puisse avoir une ductilité en déplacement donnée, μ_Δ , Wehbe (1999) propose de satisfaire une quantité minimale d'armature transversale, établie par l'équation 1.1:

$$A_{sh} = 0,1\mu_\Delta \sqrt{\frac{f_{c,n}}{f'_{ce}}} \left[0,12s_t h_c \frac{f'_{ce}}{f_{ye}} \left(0,5 + 1,25 \frac{P}{f'_{ce}A_g} \right) + 0,13s_t h_c \left(\rho_l \frac{f_y}{f_{s,n}} - 0,01 \right) \right] \quad (1.1)$$

Où :

s_t : Espacement de l'armature transversale;

h_c : Largeur de noyau de la colonne centre à centre de l'armature de confinement;

A_g : Aire brute de la section de la colonne;

P : Charge axiale;

f'_{ce} : Résistance prévue du béton;

f_{yh} : Limite élastique de l'acier transversal;

ρ_l : Pourcentage d'acier d'armature longitudinale;

$f'_{c,n}$: Résistance de béton fréquemment utilisée pour les colonnes des ponts, soit 27,6 MPa.;

$f_{s,n}$: Résistance d'acier d'armature fréquemment utilisée pour les colonnes, soit 414 MPa;

μ_Δ : Ductilité en déplacement = 10,0 pour une zone de sismicité élevée.

1.1.2 Rupture par manque d'armature longitudinale

Lors du tremblement de terre de San Fernando en Californie aux États-Unis en 1971, une des causes de rupture des ponts a été le manque de capacité en ductilité des colonnes (Mitchell et al. 1991). Il est donc important de définir la demande sismique et ensuite le pourcentage d'acier d'armature longitudinale dans les colonnes, notamment dans la zone de la rotule plastique pour s'assurer de la ductilité des éléments.

Lehman et Moehle. (1998) ont étudié l'influence du pourcentage d'armature longitudinale sur la capacité des colonnes. Ils ont effectué une série d'analyses expérimentales sur trois colonnes circulaires ayant un pourcentage d'acier d'armature longitudinale de 0,75%, 1,5% et 3%, soumis aux charges latérales. Les auteurs ont exploré la possibilité de diminuer le pourcentage d'acier d'armature longitudinale de 1% à 0,7% pour la norme Caltrans «*California Department of transportation* ». Ils ont démontré que la capacité de déplacement diminue lorsque le pourcentage d'acier d'armature longitudinale diminue. Cependant, d'après leurs résultats, une corrélation raisonnable a été observée pour les trois modèles étudiés.

Lopez et al. (2004) ont mené une étude expérimentale visant à étudier l'effet du pourcentage d'acier d'armature sur la capacité de ductilité en courbure des colonnes en béton armé. Ils ont utilisé des colonnes rectangulaires conçues selon les exigences de renforcement sismique de l'ACI (ACI 318-08). L'étude a démontré que la capacité de ductilité en courbure augmente légèrement quand la colonne est renforcée avec un pourcentage d'acier d'armature longitudinale minimale. D'après leurs justifications de ce phénomène, si la rupture se produit

par la rupture de l'acier d'armature longitudinale en tension, La réduction de l'acier en compression cause une augmentation dans la profondeur de zone de béton comprimé et augmente la capacité en courbure de la section.

1.1.3 Rupture par cisaillement

La résistance au cisaillement d'une section en béton armé est constituée de la résistance du noyau de béton en plus de la résistance des armatures transversales. La présence et la configuration des armatures transversales sont donc importantes afin de fournir une résistance suffisante en cisaillement. La rupture soudaine avant le développement de la rotule plastique a été observée dans certains cas. La figure 1.2 montre une rupture en cisaillement d'une colonne lors du tremblement de terre de Whittier Narrows en Californie aux États-Unis en 1987. Les colonnes courtes, ayant un ratio cisaillement/moment élevé, sont plus affectées par la rupture en cisaillement.



Figure 1.2 Rupture en cisaillement
Tirée d'Anderson et al. (1996)

1.2 L'isolation sismique de la base : Principe fondamental et caractéristiques hystérétiques

L'isolation sismique de la base consiste à découpler le mouvement du sol de celui de la structure dans le but de réduire l'effet du séisme sur l'ouvrage (Skinner et al. 1993). Le

principe consiste à augmenter la flexibilité du lien entre le sol et la structure. Ce faisant, la période fondamentale de la structure s'allonge et s'éloigne de la zone de résonance, où l'effet du séisme, en termes de forces, est élevé vers la zone où cet effet est beaucoup moindre. La figure 1.3, illustre le principe de l'isolation sismique de la base.

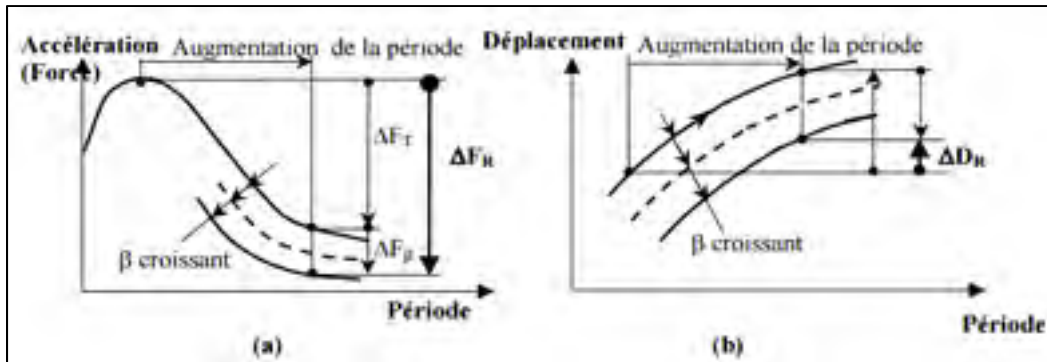


Figure 1.3 Effet de l'augmentation de la période et du taux d'amortissement visqueux
a) accélération et forces d'inertie; b) déplacement

Tirée de Guizani (2008)

Néanmoins, comme on peut le voir sur la figure 1.3, l'allongement de la période occasionne une augmentation du déplacement sismique. Dans le cas des ponts, ceci engendre une demande accrue sur les joints et au niveau des assises et peut poser un problème au niveau de la réfection des ouvrages existants. Pour atténuer cet effet négatif et pour maintenir un compromis acceptable entre la diminution des forces sismiques et l'augmentation du déplacement sismique, les dispositifs d'isolation sismique incorporent un mécanisme de dissipation d'énergie permettant d'avoir un amortissement plus élevé.

La dissipation d'énergie dans les systèmes d'isolation sismique est, le cas échéant, de nature hystérétique ou par frottement. La relation force-déplacement varie d'un système à l'autre. Néanmoins, dans la plupart des cas, une relation bilinéaire, tel qu'illustrée par la figure 1.4, est adoptée pour sa simplicité. Les principales caractéristiques hystérétiques de ce modèle de comportement sont : la résistance caractéristique, Q_d et la rigidité post-élastique, k_d . Pour les fins d'une analyse élastique, un tel comportement hystérétique, peut être remplacé par un système linéaire équivalent avec un amortissement visqueux, établi de sorte que la rigidité

sécante ainsi que l'énergie dissipée dans les deux systèmes, au déplacement de calcul, soient les mêmes (Skinner et al. 1993, Filiatrault 1996, Chopra 2011). Des taux d'amortissement visqueux équivalents de 10 à 30% sont généralement requis dans les systèmes d'isolation courants. La résistance caractéristique, Q_d , est le paramètre clé impactant l'énergie dissipée par cycle (EDC) et par conséquent l'amortissement visqueux équivalent pour un déplacement de calcul donné. La période d'isolation effective, T_e , et le taux d'amortissement visqueux du système linéaire équivalent, ξ , pour un déplacement de calcul, $\Delta_{\max} = D$, sont donnés respectivement par les équations 1.2 et 1.3 (Chopra 2011, Filiatrault 1996, Skinner et al. 1993).

$$T_e = 2\pi \sqrt{M/K_{eff}} \quad (1.2)$$

$$\xi = \frac{EDC}{2\pi K_{eff} D^2} \quad (1.3)$$

Où :

M : Masse de la structure isolée;

K_{eff} : Rigidité effective, au déplacement de calcul (F_{\max}/Δ_{\max} sur la figure 1.4); et

D : Déplacement de calcul = déplacement maximal du système (Δ_{\max} sur la figure 1.4).

EDC : Énergie dissipée par cycle

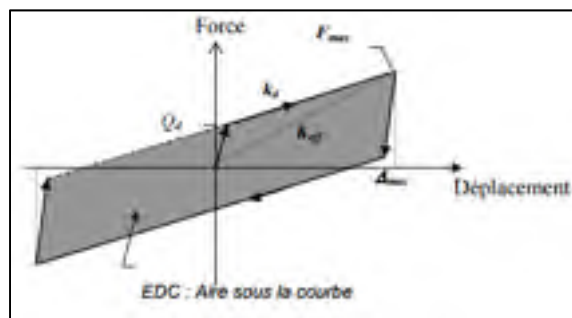


Figure 1.4 Comportement hystérésis idéalisé
par un modèle bi-linéaire du système d'isolation sismique
Tirée de Guizani (2008)

Dans le cas où le système d'isolation est installé sur des unités de fondation, dont les flexibilités ne peuvent être négligées, les équations ci-dessus doivent être ajustées pour en tenir compte, sachant que le déplacement total égale le déplacement au-sein du système

d'isolation plus le système des unités de fondation sous-jacentes (Priestley et al. 1996, Buckle et al. 2006, AASHTO 2010).

Par ailleurs, l'utilisation d'un système d'isolation sismique avec un amortissement hystérétique élevé, tout en permettant de diminuer les efforts internes et le déplacement maximal, est propice à une augmentation du déplacement résiduel. Pour contrôler ce déplacement résiduel, le système d'isolation doit être muni d'un système de recentrage automatique suffisamment efficace. La rigidité post-élastique, k_d , illustrée sur la courbe bilinéaire de la figure 1.4, est un paramètre clé du système de recentrage.

1.3 Application de l'isolation sismique de la base aux ponts

Dans le cas des structures de ponts, l'isolation sismique de la base est typiquement réalisée au moyen d'appuis spéciaux, qu'on appelle isolateurs sismiques. Ces isolateurs sismiques sont installés entre les unités de fondation (piles et culées) et la superstructure. La figure 1.5 montre un exemple d'application de l'isolation sismique de la base sur un segment de pont constitué d'une superstructure continue sur 3 travées et supportée par quatre piles. Dans cet exemple, les isolateurs sismiques sont placés sur deux des quatre piles. On notera qu'il est possible de placer les isolateurs sur n'importe quelle combinaison de piles/culées.

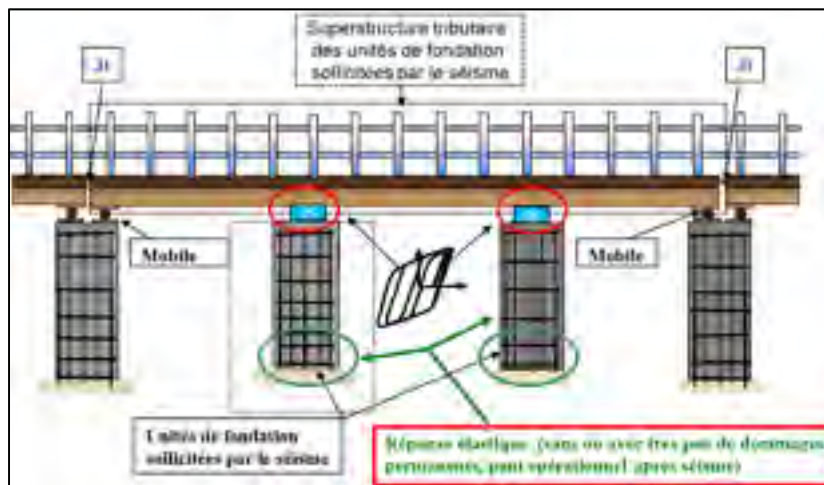


Figure 1.5 Exemple d'application de l'isolation sismique de la base sur un segment de pont
Adaptée de Guizani (2008)

La conception des ponts conventionnels, sans isolation sismique de la base et avec des appuis fixes, est basée sur le principe de calcul à la capacité. Ce principe prévoit la dissipation de l'énergie induite par le séisme par hystérésis stable associée à un comportement inélastique des éléments structuraux ductiles, lesquels sont préalablement sélectionnés et conçus à cet effet. Ce type de réponse est toutefois associé à des dommages structuraux, dont la sévérité varie en fonction de l'importance des déformations inélastiques, qu'on cherche à limiter pour les ponts importants. Le recours à l'isolation sismique permet de réduire considérablement les forces sismiques, typiquement de 3 à 10 (Guizani 2008). Ainsi, tel qu'illustré sur la figure 1.5, au moyen de l'isolation sismique, le siège de la dissipation par hystérésis de l'énergie sismique est déplacé des zones de rotules plastiques traditionnelles à la tête des piles vers les dispositifs d'isolation sismique. Ceci permet d'épargner les éléments du pont des déformations inélastiques et de concevoir le pont sous les forces sismiques réduites pour qu'il demeure élastique, soit avec très peu ou pas de dommages.

Un système d'isolation sismique composé d'un appui de pont à élastomère confiné avec un système de recentrage à ressort hélicoïdaux et une interface de glissement en acier inoxydable-Téflon pour la dissipation de l'énergie a été développé au Québec. Ce système a été fourni et développé entièrement au Canada. Il a été utilisé, à titre de projet pilote du Ministère des Transports du Québec (MTQ), sur le pont d'Alma, construit en 2002-2003, sur la route 169 au-dessus de la rivière Grande Décharge. Cela a été la première application de l'isolation sismique de la base aux ponts au Québec. Ce système a été appliqué par la suite pour la réhabilitation sismique de pont Madrid, entre 2006 et 2010, sur l'autoroute A20 au-dessus de la rivière Nicolet du côté sud (Guizani et Chaallal 2010). Un système similaire, avec des ressorts en élastomère, connu sous le nom d'Eradiquake, a été utilisé sur au moins un pont et trois passerelles en Ontario entre les années 2003 et 2006 (Guizani et al. 2015).

Parmi les autres systèmes utilisés au Québec, on peut citer le système d'isolateur à base d'élastomère avec noyau de plomb. Ce système a été utilisé pour la première fois en 2010 sur la structure d'approche sud du pont principal de l'autoroute A-25, au-dessus de la rivière Richelieu (Pont Olivier Charbonneau). Ce système a aussi été utilisé au Québec en 2013 sur

le pont courbe à l'échangeur des autoroutes A20 et A73 à Levis. Il a été également utilisé, avec et sans noyau de plomb, sur le pont de l'autoroute A10 au-dessus de la rivière Richelieu (Guizani et al. 2015).

En date de 2015, au Québec on comptait environ une douzaine de ponts, construits, ou en voie d'être construits ou réhabilités en ayant recours à l'isolation sismique de la base. Dans ces systèmes, la charge latérale de conception sismique totale dans la direction isolée peut être ramenée à une valeur assez basse, typiquement jusqu'à 10% du poids de la superstructure.

1.4 Systèmes d'isolation sismique de la base pour les ponts

Pour les raisons évoquées précédemment, un système d'isolation sismique à la base comprend typiquement :

- un système d'appui rigide et résistant dans la direction verticale, permettant le transfert des charges;
- une flexibilité horizontale avec une rigidité post-élastique suffisante pour recentrer le pont;
- un dispositif de dissipation d'énergie sismique, permettant d'assurer l'amortissement et le contrôle du déplacement sismique.

Par ailleurs, dans certains cas, lorsque les forces non-sismiques (vent, freinage, etc.) causent un déplacement en service non acceptable, il peut être requis de recourir à un dispositif de retenue élastique. Le rôle d'un tel dispositif est d'assurer une rigidité suffisante sous les charges non sismiques. Ce dispositif doit être conçu avec soin afin de s'assurer qu'il ait une rigidité suffisante mais surtout une résistance minimale supérieure aux forces non sismiques et une résistance maximale inférieure au niveau sismique pour lequel le système doit être déclenché pour protéger l'ouvrage lors d'un séisme.

On peut classer les isolateurs sismiques en deux familles : (1) les isolateurs sismiques à base d'élastomère, et (2) les isolateurs sismiques à base de friction. On présente dans ce qui suit une brève description des systèmes d'isolation les plus couramment utilisés sur les ponts.

1.4.1 Isolateurs sismiques à base d'élastomère

Trois types d'isolateurs sismiques les plus courants à base d'élastomère sont utilisés : (a) les appuis en élastomère fretté ordinaire, (b) les appuis en élastomère fretté à amortissement élevé, et (c) les appuis en élastomère fretté avec noyau de plomb. La figure 1.6 illustre un isolateur à la base d'appui en élastomère fretté avec noyau de plomb.

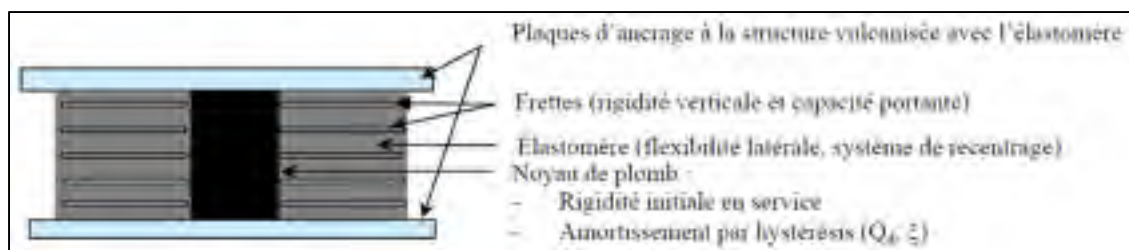


Figure 1.6 Isolateur sismique en élastomère avec noyau de plomb
Tirée de Guizani et al. 2015

Le caoutchouc naturel et le néoprène sont les matériaux les plus utilisés comme élastomère (Taylor et al. 1992). Au Canada, seul le caoutchouc naturel est permis (CSA 2014). La rigidité et la résistance aux forces verticales sont assurées par la capacité verticale de l'appui et la présence de frettes qui empêchent le gonflement latéral (*bulging*) des couches d'élastomère, tout comme dans le cas d'un appui en élastomère fretté standard.

L'élastomère fretté standard possède un taux d'amortissement assez bas, variant typiquement de 5 à 10% (Dion 2010). Le noyau de plomb est incorporé pour agir comme élément principal de dissipation de l'énergie sismique par hystérésis et ce, grâce à la faible limite d'élasticité du plomb (de l'ordre de 10 MPa) à température ambiante (Buckle et al. 2006). La grosseur du noyau de plomb est le paramètre clé contrôlant la résistance latérale initiale, Q_d , de ce type d'appui sismique (Figure 1.7). De plus, le noyau de plomb offre une rigidité

initiale assez élevée permettant de contrôler le déplacement latéral sous les charges non sismiques.

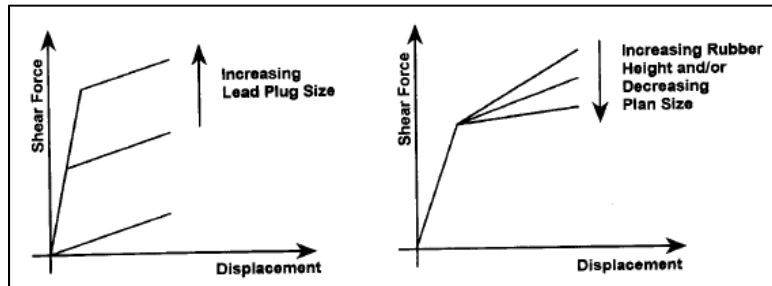


Figure 1.7 Effet de la variation du noyau de plomb sur la réponse globale de l'isolateur à élastomère avec noyau de plomb
Tirée du Priestley et al. (1996)

Une fois, la capacité élastique du noyau de plomb atteinte, celui-ci se plastifie et se comporte selon un mode élasto-plastique quasiment parfait. On souligne que le plomb a une grande résistance à la fatigue et un comportement élasto-plastique très stable (Dion 2010). La rigidité post-élastique aux forces latérales, k_d , est alors presque exclusivement fournie par la rigidité latérale des couches d'élastomère se déformant sous l'effet de la charge horizontale en mode de cisaillement. La rigidité post-élastique aux forces latérales est donc donnée par l'équation 1.4.

$$k_d = \frac{G A}{T} \quad (1.4)$$

Où :

G : Module de cisaillement de l'élastomère;

A : Aire chargée de l'appui en élastomère; et

T : Épaisseur effective de l'élastomère (somme des épaisseurs des couches d'élastomère).

Le module de cisaillement de l'élastomère, G , n'est pas élevé, soit autour de 1,0 MPa (Priestley et al. 1996, Buckle et al. 2006). Ceci permet des déformations assez élevées sous les forces sismiques et agit comme un isolateur sismique. La figure 1.8 illustre le mode de déformation en cisaillement d'un appui fretté.

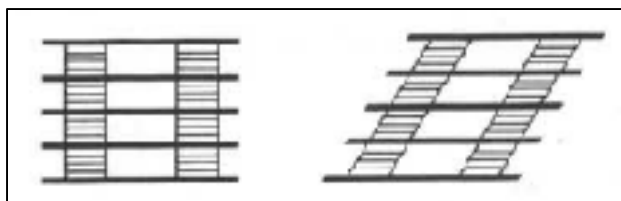


Figure 1.8 Illustration de la déformation en cisaillement d'un isolateur sismique
Tirée de Priestley et al. (1996)

La combinaison d'un noyau de plomb, ayant un comportement quasi élasto-plastique, et de l'élastomère, dont le comportement est pratiquement linéaire (élastique), résulte en une courbe d'hystérésis s'apparentant au modèle bilinéaire, telle que celle présentée à la figure 1.9.

Une autre façon d'incorporer plus d'amortissement dans un appui à base d'élastomère fretté, consiste à recourir à un élastomère formulé pour fournir une plus grande dissipation d'énergie sous chargement cyclique en cisaillement. Il s'agit alors de l'appui fretté à amortissement élevé. Le comportement non linéaire de l'élastomère est dû au composant chimique ajouté qui modifie les propriétés du matériau. L'élastomère à amortissement élevé a un comportement non linéaire sous les forces latérales. Il a notamment une rigidité latérale initiale assez élevée pour de petites déformations en cisaillement et une rigidité qui diminue pour de grandes déformations (Dion 2010). La figure 1.9 montre le comportement hystérétique d'un appui fretté ordinaire et d'un appui fretté à base d'élastomère à amortissement élevé. Les deux principaux avantages des isolateurs en élastomère fretté à amortissement élevé sont leur capacité d'augmenter la période naturelle de la structure et leur capacité de dissipation de l'énergie, ce qui permet de limiter la demande en déplacement sismique. Leur rigidité latérale initiale, pour de petites déformations en cisaillement, assez élevées, permet de contrôler les déplacements sous les charges non sismiques et éviter, selon le cas, le recours à un système de retenue élastique.

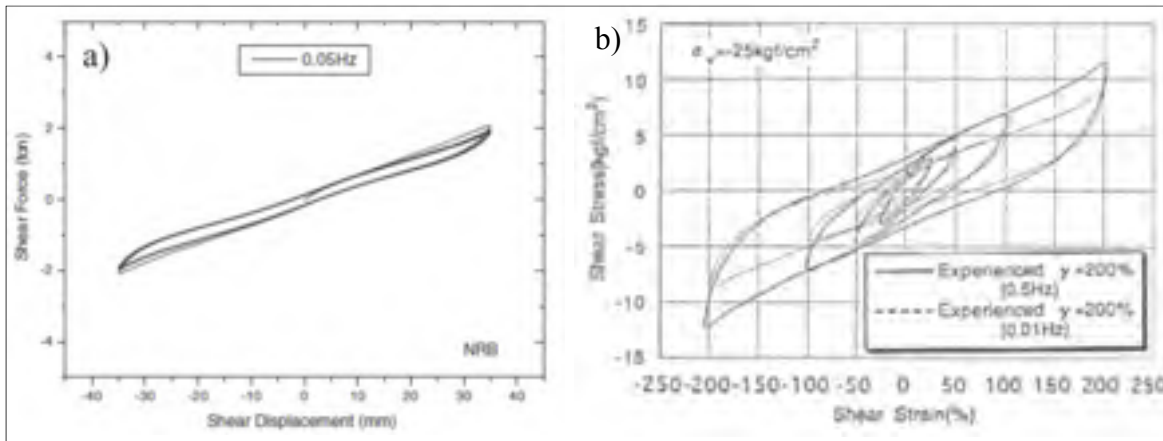


Figure 1.9 Comportement hystérétique des isolateurs en élastomère

a) Élastomère fretté; Tirée de Youu et Kim (2002)

b) Élastomère fretté à amortissement élevé; Tirée de Casarotti (2004)

1.4.2 Isolateurs sismiques à base de friction : Pendules à friction

Les isolateurs sismiques à base de friction sont munis d'une interface de glissement permettant le mouvement tout en dissipant l'énergie par friction. Cette interface est combinée à un système de recentrage. Dans cette catégorie d'appuis sismiques, le pendule à friction (Figure 1.10) est certainement le plus utilisé dans le monde.

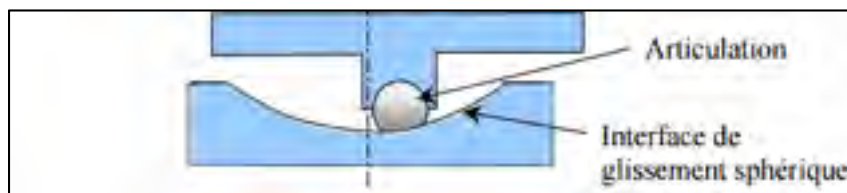


Figure 1.10 Schémas de l'isolateur de type Pendule à friction

Tirée de Guizani (2007)

L'appui dispose d'une interface de glissement courbe, permettant à la fois le déplacement latéral et la dissipation d'énergie. À cause de la forme concave de cette interface, la gravité joue le rôle de système de recentrage. La présence de cet appui, procure au pont un mouvement à la manière d'un pendule lors d'un séisme, d'où le nom de pendule à friction du système. La période de vibration (T_p) dépend du rayon de courbure (r) de la surface concave de l'interface et est donnée par l'équation 1.5 (Priestley et al. 1996).

$$T_p = 2\pi \sqrt{\frac{r}{g}} \quad (1.5)$$

Par ailleurs, la résistance caractéristique Q_d et la rigidité post-élastique k_d sont données par l'équation 1.6 et l'équation 1.7, respectivement.

$$Q_d = \mu W \quad (1.6)$$

$$k_d = \frac{W}{r} \quad (1.7)$$

Où μ est le coefficient de frottement de l'interface et W est le poids de la superstructure.

L'interface de glissement dans les isolateurs sismiques à base de friction est généralement à base d'acier inoxydable avec du polytétrafluoroéthylène (PTFE ou Téflon). Il est à noter que le coefficient de frottement μ dépend, entre autre, de la pression, de la vitesse, et de la température (Buckle et al. 2006).

1.4.3 Autres systèmes d'isolation sismique de la base

Comme mentionné plus haut, le premier système développé et utilisé au Québec est celui de Goodco-Ztech, développé par Z-Tech, en collaboration avec plusieurs partenaires canadiens. Ce système d'isolation sismique est composé d'un appui de pont à élastomère confiné avec un système de recentrage à comportement élastique et une interface de glissement en acier inoxydable – Téflon pour la dissipation de l'énergie (Guizani 2007). Ce système est montré dans la figure 1.11.

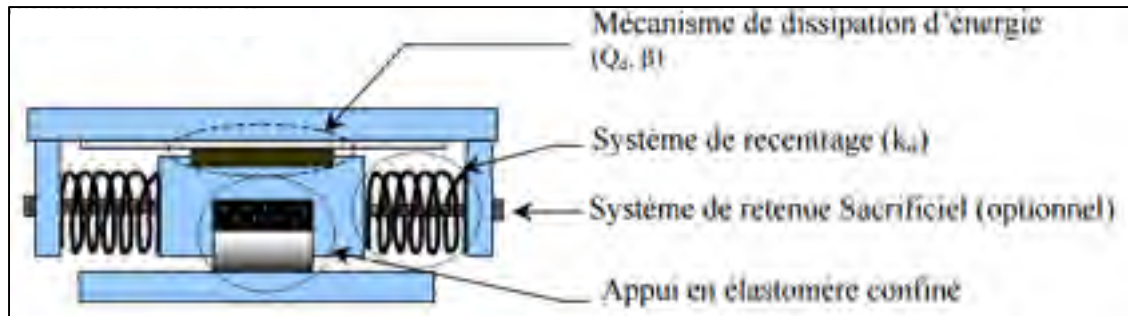


Figure 1.11 Schémas de l'isolateur sismique Z-Tech
Tirée de Guizani, 2007

Un autre système d'isolation de la base, appelé « Eradquake » a été utilisé sur quelques ouvrages de faible envergure au Québec et en Ontario (région d'Ottawa) entre 2003 et 2005. Commercialisé par la compagnie R.J. Watson Inc., ce système est composé d'un appui à disque et muni de ressorts en polyéther uréthane. La variation trop grande de la rigidité avec la température ambiante est le souci principal pour les ressorts en élastomère. Ceci a tendance à affecter la rigidité tangente et la période d'isolation. Cependant, le fabricant de ce système a procédé à des essais à basses températures (-34°C) qui ont mené à son approbation par les autorités ontariennes (MTO). Selon le fabricant de ce système, l'augmentation de la rigidité des ressorts en élastomère avec la baisse de la température est moins marquée que dans le cas du caoutchouc naturel.

1.4.4 Autres dispositifs de technologies parasismiques

L'isolation sismique de la base est une option parmi un ensemble de stratégies innovantes utilisées dans la conception et/ou la réfection sismique des ponts. Alors que l'isolation sismique de la base agit simultanément sur la rigidité et l'amortissement, les autres stratégies, agissent typiquement sur l'amortissement ou la rigidité/résistance mobilisée durant le séisme séparément. Parmi ces stratégies, on peut citer les suivants (Filiatrault 1996) :

- a) l'ajout d'amortissement : Les amortisseurs sont classés en trois catégories :
- les amortisseurs hystérétiques ou métalliques : l'énergie est dissipée par hystérésis et utilisent généralement des aciers doux et ductiles;

- les amortisseurs hydrauliques : se basent sur la viscosité d'un liquide forcé de passer à travers des orifices;
 - les amortisseurs à friction : la dissipation d'énergie se fait par friction.
- b) le recours à des transmetteurs de choc sismiques. Ce type de dispositif s'apparente à un amortisseur hydraulique à la différence qu'il tend à bloquer complètement lorsqu'il est soumis à de hautes vitesses et à permettre le mouvement sans résistance à de faibles vitesses. Ce dispositif permet donc de mobiliser des unités de fondations additionnelles lors de séismes ou de chargements rapides tout en permettant les déplacements lents causés par les variations thermiques et le retrait.

1.5 Armature longitudinale minimale dans les piles de ponts

1.5.1 Historique

Les codes et normes de conception des ponts spécifient généralement des limites inférieures et supérieures au taux d'armature longitudinale requis dans les piles. On note cependant que ces limites varient selon les codes et les pays. À titre d'exemple, l'American Concrete Institute (ACI 2008) prescrit un taux d'armature longitudinal minimal de 1% pour les éléments en compression. Cette limite a été établie sur la base de résultats de recherches expérimentales menées par Richart et Staehle dans les années 1920 à 1935.

Richart et Jensen (1931) ont réalisé une série d'études expérimentales portant sur le comportement des colonnes en béton armé confinées à l'aide d'étriers et de spirales et pourvues d'un taux d'armature longitudinale de 0,05% et 0,1%, respectivement. Ils ont ensuite continué leurs études expérimentales (Richart et Stahle 1932, Richart 1933) sur différents modèles de colonnes soumis à plusieurs cas de chargement en considérant une limite inférieure du pourcentage d'armature de 0,1%. Les auteurs ont démontré que pour une colonne courte, la contribution de l'enrobage du béton à la ductilité de la colonne est

supérieure à la contribution de l'acier d'armature transversale. Cependant, le confinement à l'aide d'une armature transversale en spirale augmente la ductilité de la colonne, notamment dans le cas de la combinaison de la charge axiale et du moment fléchissant (Richart 1933). Le Comité 105 de l'ACI 105 (1935) recommande pour l'armature longitudinale les limites inférieures et supérieures suivantes :

$$\begin{cases} \text{Confinement par cadres : } \rho_{\min} = 0,005 ; \rho_{\max} = 0,04 \\ \text{Confinement par spirales : } \rho_{\min} = 0,010 ; \rho_{\max} = \begin{cases} 0,08 \text{ pour les barres d'armement} \\ 0,20 \text{ pour la forme structurale} \end{cases} \end{cases}$$

La limite inférieure de 1% dans le cas d'un confinement par spirales est basée sur les travaux de Richart et Seathle (1932).

1.5.2 Pourcentage d'acier d'armature minimum

Une colonne, composant une pile, doit présenter une capacité de déformation inélastique, ou autrement dit une ductilité, importante avant d'atteindre la rupture. Ceci est dû au fait que la ductilité globale du pont est intimement liée à la ductilité des piles. Il est donc important de prévoir une quantité d'armature longitudinale suffisante, dans la région où le comportement inélastique est anticipé, afin d'assurer ce comportement ductile. D'après les recherches effectuées, les trois principaux objectifs ayant amené les différents codes à prescrire un pourcentage d'armature minimum consistent à:

- éviter la plastification passive des armatures longitudinales qui se produit lors du transfert de charges du béton vers les aciers, causé par le fluage et le retrait (CSA 2014);
- limiter la fissuration en tension dans la colonne. La résistance ultime en flexion doit être supérieure à la résistance en fissuration (Lin et Furlong 1995);
- assurer que la rotule plastique s'étende sur une longueur adéquate pour que la ductilité soit suffisante même après plusieurs cycles de déformations (Ziehl et al. 1998, Moehle et Lehman 1999).

1.5.3 Contrôle de la fissuration

Lors de mouvements sismiques, la section de la colonne est soumise à des contraintes de compression et de traction, alternativement. Étant donné que la résistance du béton est faible en tension, celui-ci se fissure et des aciers d'armatures sont requis pour reprendre les efforts de traction (Lin et Furlong, 1995). L'armature minimale pour le contrôle de la fissuration dépend du rapport d'espacement entre deux armatures de coin et la largeur totale de la section (γ), de la résistance du béton (f'_c) et de la limite de plastification de l'armature (f_y). La figure 1.12 représente la section d'une colonne armée de quatre barres d'armature longitudinale soumise à un chargement combiné. La zone hachurée représente la zone de béton tendu.

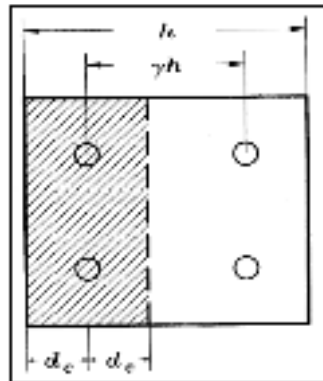


Figure 1.12 Zone de tension
Tirée de Lin et Furlong (1995)

La résistance du béton en traction est donnée par l'équation 1.8, soit :

$$7,5\sqrt{f'_c} \text{ (psi)} \quad (1.8)$$

En égalant la résistance en tension de l'acier à la résistance du béton en tension, on obtient l'équation 1.9 :

$$2d_c b (7,5\sqrt{f'_c}) = 0,5 \rho_l b h f_y \quad (1.9)$$

Où :

d_c est la distance entre la fibre extrême et le centre des aciers tendus, donnée par :

$$d_c = \frac{(1-\gamma)h}{2} \quad (1.10)$$

Dans les équations 1.8 à 1.10, b est la largeur de la colonne, h la profondeur de la colonne, ρ_l le taux d'armature longitudinale, f'_c la résistance du béton en compression et f_y la limite élastique de l'acier d'armature en psi. À partir de l'équation 1.9, le pourcentage d'armature ρ_l peut s'exprimer sous la forme :

$$\rho_l = 30 \left(\frac{d_c \sqrt{f'_c}}{h f_y} \right) = 15 \sqrt{f'_c} \left(\frac{1-\gamma}{f_y} \right) \quad (1.11)$$

Le paramètre γ est le rapport de la distance des aciers en compression et la profondeur de la section h . Les valeurs minimales de ρ_l peuvent être calculées à partir de la formule précédente en fonction des paramètres γ , f'_c et f_y . Le pourcentage minimum d'armature longitudinale de 1% adopté par l'ACI (2008) peut être justifié à partir des résultats de l'équation 1.11, présentés dans le tableau 1.1. On observe, entre-autres, que le pourcentage d'armatures longitudinales requis augmente lorsque la résistance en compression du béton augmente et lorsque la limite élastique des aciers diminue (Chiomento, 2012). On note aussi que pour des valeurs de γ supérieures à 0,8 le taux minimum d'armature longitudinale est inférieur à 0,5%.

Tableau 1.1 Taux minimum d'armature longitudinale basée sur la fissuration
Adapté de Lin et Furlong (1995)

f_y , psi	f'_c , psi	γ				
		0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
40,000	3000	0,0103	0,0082	0,0062	0,0041	0,0021
	4000	0,0119	0,0095	0,0071	0,0047	0,0024
	5000	0,0133	0,0106	0,008	0,0053	0,0027
50,000	3000	0,0082	0,0066	0,0049	0,0033	0,0016
	4000	0,0095	0,0076	0,0057	0,0038	0,0019
	5000	0,0106	0,0085	0,0064	0,0042	0,0021
60,000	3000	0,0068	0,0055	0,0041	0,0027	0,0014
	4000	0,0079	0,0063	0,0047	0,0032	0,0016
	5000	0,0088	0,0071	0,0053	0,0035	0,0018

1.5.4 Plastification des armatures

Une force de compression se produit dans les armatures due à l'effet du retrait et du fluage. La force totale s'applique sur l'élément et plus précisément sur l'acier d'armature. Cette force de compression est due à la charge de service plutôt qu'à l'effet du retrait et du fluage. Dans ce cas, si le pourcentage d'acier d'armature est trop faible, il est possible que la contrainte dans l'acier d'armature soit trop élevée. C'est la raison pour laquelle il est important de garder la limite minimale de pourcentage d'acier d'armature longitudinale dans la section en béton armé. Lorsque le ratio des charges d'utilisation sur les charges permanentes L/D est grand, il est possible de réduire la quantité d'armature, tel qu'on peut le voir dans le tableau 1.2 (Lin et Furlong 1995). On note aussi que la déformation due au fluage augmente avec l'augmentation de f'_c , d'où le besoin d'utiliser davantage d'armatures longitudinales pour les bétons à hautes résistances (Lin et Furlong 1995).

Dans le cas des ponts, où la surcharge d'utilisation est relativement importante, le ratio L/D est élevé. On peut alors en déduire qu'on a besoin de moins de pourcentage d'acier d'armature longitudinale dans le cas des structures de ponts que dans le cas des autres

ouvrages de génie civil (Lin et Furlong 1995). Les facteurs importants pour définir la limite minimale du pourcentage d'acier d'armature longitudinale sont γ , f'_c , et f_y . Il est à noter qu'en augmentant f'_c , l'armature minimale requise augmente, car un f'_c plus élevé entraîne une déformation de l'acier (ϵ) plus élevée. Les facteurs dictant le choix du pourcentage d'acier d'armature minimale sont principalement le contrôle de la fissuration et la plastification de l'armature longitudinale. Le choix du pourcentage d'acier d'armature maximal est, quant à lui, dicté essentiellement par les critères de congestion et de retrait.

Tableau 1.2 Ratio minimal d'armature longitudinale basé sur le critère de plastification
Adapté de Lin et Furlong (1995)

f'_c , psi	f_y , psi	L/D					
		0.5	1	1.5	2	2.5	3
3000	40,000	0.02 (634.00)	0.00617 (460.00)	—	—	—	—
	50,000	—	—	—	—	—	—
	60,000	—	—	—	—	—	—
4000	40,000	0.0378 (846.00)	0.019 (614.00)	0.00816 (482.00)	0.00111 (397.00)	—	—
	50,000	—	—	—	—	—	—
	60,000	—	—	—	—	—	—
5000	40,000	0.0573 (1058.00)	0.0335 (768.00)	0.0197 (602.00)	0.0107 (496.00)	0.00438 (421.00)	—
	50,000	0.00893 (1058.00)	—	—	—	—	—
	60,000	—	—	—	—	—	—
6000	40,000	0.0781 (1269.00)	0.0494 (921.00)	0.0326 (723.00)	0.0216 (595.00)	0.0139 (505.00)	0.0081 (439.00)
	50,000	0.021 (1269.00)	—	—	—	—	—
	60,000	—	—	—	—	—	—
7000	40,000	0.0999 (1480.00)	0.0663 (1074.00)	0.0466 (843.00)	0.0336 (694.00)	0.0244 (589.00)	0.0176 (512.00)
	50,000	0.0343 (1480.00)	0.0721 (1074.00)	—	—	—	—
	60,000	—	—	—	—	—	—

* Les chiffres entre parenthèses correspondent à la valeur des contraintes dans le béton sous les charges de service en psi.

1.5.5 Disparités entre les codes sur la limite inférieure de l'armature longitudinale

Les codes de conception parasismique des structures ont fait l'objet de changements importants, notamment après les tremblements de terre majeurs tels que les séismes de Loma Prieta en 1989, Northridge en 1994 et Kobe en 1995. Les constats faits après ces événements sismiques ainsi que les avancées majeures dans les recherches ont permis une meilleur

compréhension du comportement sismique des structures en général et des ponts en particulier.

Les codes parasismiques modernes spécifient, pour les piles de ponts, une aire minimale requise de l'armature longitudinale. Cette valeur varie cependant considérablement d'un code à l'autre et il ne semble pas y avoir un consensus entre les codes de différents pays sur une valeur unique de cette limite. Au Canada, le CSA-S6-14 (CSA 2014) spécifie un taux minimum d'armature longitudinale de 0,8%. On retrouve cette valeur de la limite inférieure dans les Codes en vigueur en Europe (Eurocode 8 2003) ainsi qu'en Australie. Aux États-Unis, les codes parasismiques fixent cette limite à 1% (AASHTO 2014, ACI 2008), alors qu'au Japon, le code parasismique spécifie un taux minimum d'armature longitudinale aussi bas que 0,5% (Priestley et al. 1996).

On note aussi qu'il y a une différence appréciable entre la limite inférieure prescrite pour les piles à colonnes rectangulaires et les piles-murs. Pour les piles-murs, le CSA-S6 et l'AASHTO spécifient une limite inférieure du taux d'armature longitudinale de 0,25% et 0,5%, respectivement, soit moins que le tiers et la moitié du taux minimum requis pour les colonnes rectangulaires.

1.5.6 Limites minimales de l'armature longitudinale des colonnes dans le CSA-S6

Le code canadien des ponts CSA-S6 a beaucoup évolué ces deux dernières décennies, notamment en ce qui a trait aux exigences relatives à l'armature longitudinales dans les colonnes. Dans la première version incluant la limite de l'armature longitudinale, soit la version de 1974, l'article 8.10.3 énonce que « *Le rapport de l'aire des armatures longitudinales sur l'aire brute du poteau ne doit pas être inférieur à 0,01 ni supérieur à 0,08* » (CSA 1974). L'exigence relative à la configuration des armatures y est aussi présentée dans l'article 8.10.3 : « *L'armature longitudinale doit être placée à l'intérieure de l'aire contenue par les spires hélicoïdales* ». Selon les indications présentées dans cet article, on note que les exigences sont présentées seulement pour les colonnes confinées à l'aide de

spirales. Les limites pour les colonnes confinées à l'aide de cadres et d'étriers ne sont pas indiquées. Ces limites restent inchangées dans les deux versions suivantes de la norme, soit les versions de 1978 et 1988. Dans ces deux versions, les exigences parasismiques n'étaient pas encore incluses dans le CSA-S6. On retrouve cependant quelques indications relatives au calcul sismique dans le CSA-S6-88 (CSA 1988). Pour la première fois, un chapitre complet dédié au calcul parasismique est présentée dans la version de 2000 (CSA 2000). Des spécifications pour les armatures longitudinales ont été ajoutées comme suit : « *L'espacement entre les axes des barres longitudinales ne doit pas dépasser 200 mm* » et « *la quantité maximale utilisée ne doit pas être supérieure à 0,06 fois la section brute du poteau A_g* » (article 4.7.4). La limite de l'armature minimale longitudinale est toutefois égale à 1% dans cette édition.

Sur la base d'études réalisées sur le confinement des colonnes, la limite inférieure des armatures longitudinales a été abaissée de 1% à 0,8% dans l'édition 2006 du code (CSA-S6-06). Dans celle-ci, des exigences de confinement plus strictes ont aussi été introduites afin d'assurer un meilleur comportement ductile des piles de ponts. La limite inférieure de 0,8% a été maintenue dans la dernière édition du code canadien des ponts de 2014, publiée tout récemment (CSA-S6-14). Le tableau 1.3 présente une synthèse de l'évolution des valeurs des taux minimum et maximum d'armatures longitudinales dans les piles de ponts au Canada durant les 40 dernières années.

Tableau 1.3 Évolution des limites inférieures et supérieures du taux d'armatures longitudinales dans les piles de ponts dans le code CSA-S6

CSA-S6	Limite inférieure <i>ρ_{min}</i>	Limite supérieure <i>ρ_{max}</i>
1974, 1978, 1988	1 %	8 %
2000	1 %	6 %
2006	0,8 %	4 %
2014	0,8 %	4 %

1.5.7 Comportement des piles de ponts munies d'un faible taux d'armatures longitudinales

Plusieurs travaux de recherche ont porté sur le comportement sismique des piles de ponts munis d'un faible taux d'armature longitudinale et sur la possibilité d'abaisser la limite inférieure exigée par les codes de ponts au États-Unis et au Canada. Priestley et al. (1994) ont étudié la performance sismique des colonnes circulaires avec un faible pourcentage d'acier d'armature longitudinale. Dans le cadre de leurs travaux, les auteurs ont mis à l'essai des piles de ponts circulaires pourvues d'un taux d'armature longitudinale de 0,5% sous l'effet de déplacements latéraux cycliques unidirectionnels. Bien qu'armés avec une quantité d'armature longitudinale bien inférieure au minimum requis par l'AASHTO, les spécimens testés ont exhibé un comportement très ductile avec des ductilités en déplacements, μ_Δ , supérieures à 10, avant la rupture (Figure 1.13).

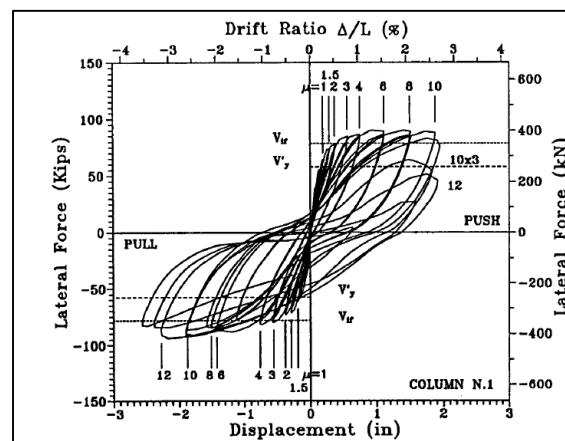


Figure 1.13 Réponse cyclique unidirectionnelle d'une pile de pont circulaire ayant un taux d'armature longitudinale $\rho_l = 0,5\%$
Tirée de Priestley et al. (1994)

Khaled et al. (2010) ont mené un projet de recherche portant sur le comportement des piles de ponts sous l'effet multidirectionnel des mouvements sismiques. Dans le cadre de ce projet, des essais cycliques bidirectionnels ont été réalisés sur quatre piles de ponts. Les quatre piles testées consistaient en des colonnes rectangulaires ayant une section de $600 \times 1200 \text{ mm}^2$ et pourvues d'un taux d'armature longitudinale de 0,41%, 0,57%, 0,97% et 1,72%. Les quatre

spécimens testés ont eu un bon comportement cyclique bidirectionnel avec des ductilités en déplacement, μ_{Δ} , variant entre 6,0 et 11 (Figure 1.14).

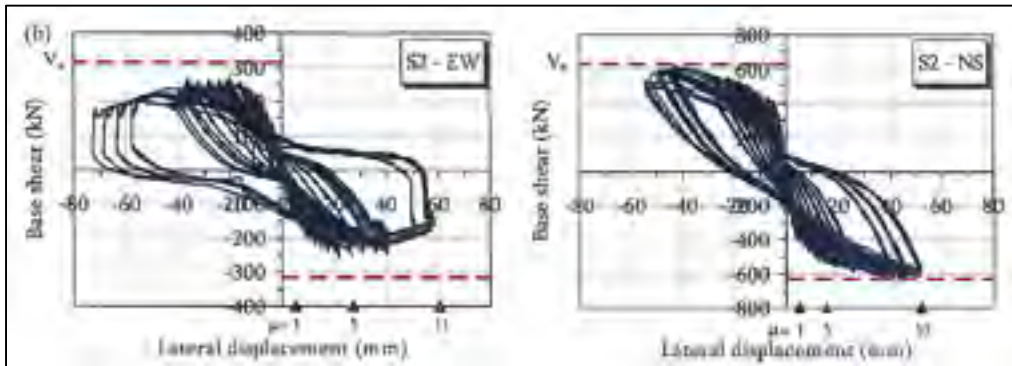


Figure 1.14 Réponse cyclique bidirectionnelle d'une pile de pont rectangulaire ayant un taux d'armature longitudinale $\rho_l = 0,57\%$
Tirée de Khaled et al. (2010)

Chiomento (2012) a mené une étude analytique sur la vulnérabilité sismique des piles de ponts rectangulaires avec un faible taux d'armatures longitudinales. Les résultats de cette étude ont montré que la pile ayant un taux d'armatures longitudinales de 0,56% a manifesté un comportement ductile satisfaisant avec un niveau de dommages modérés.

1.6 Conclusions et critique de la revue de littérature

Cette revue de littérature décrit le comportement sismique global des ponts conventionnels et isolés à la base et fait état des différents modes de ruptures qui ont été observés lors d'évènements sismiques passés. Les dommages et ruptures observés lors de ces évènements sismiques sont attribuables le plus souvent : (a) aux déficiences au niveau du taux d'armature de cisaillement, de son ancrage et/ou l'espacement entre ces armatures dans les poteaux, et (b) au faible taux d'armature longitudinale dans la zone de rotule plastique.

La revue de la littérature montre que plusieurs travaux de recherche ont porté sur le comportement sismique des piles de ponts avec un faible taux d'armatures longitudinales. Les résultats de ces travaux indiquent, entre autre, que de telles piles peuvent présenter un

comportement ductile bien que le taux d'armature soit inférieur au minimum requis par les codes de conception parasismique. Ces résultats semblent indiquer un possible assouplissement de l'exigence relative au taux minimum d'armature longitudinale requis pour les piles de ponts. Les études relatives à cette problématique, recensées dans le cadre de cette revue de littérature, ont porté principalement sur les ponts conventionnels. Les résultats et conclusions qui en découlent ne peuvent être entièrement transposés aux ponts isolés à la base du fait que ces derniers ont un comportement sismique qui diffère de celui des ponts conventionnels.

L'isolation sismique de la base est de plus en plus utilisée lors de la conception et construction de nouveaux ponts ou lors de la réhabilitation sismique de ponts existants. Cela est principalement attribuable à son efficacité dans la réduction des forces sismiques et à l'amélioration de la performance sismique qu'elle procure aux structures. Des études approfondies sur la performance des piles de ponts isolés à la base avec un faible taux d'armatures longitudinales semblent être d'intérêt, dans la mesure où l'isolation sismique à la base des ponts permet généralement une réduction importante de la demande sismique sur les piles et que la conception de celles-ci, généralement gouvernées par le taux d'armature longitudinale minimale requis par les codes. Le travail de recherche présenté dans ce mémoire s'inscrit dans cet objectif et vise à étudier l'effet de diminution de la borne inférieure du taux d'armature longitudinale sur le comportement et la performance sismique des ponts isolés à la base.

CHAPITRE 2

SÉLECTION, CALIBRATION ET ÉTALONNAGE DES SIGNAUX SISMQUES

Deux types d'analyse dynamiques, basées sur des analyses spectrales, et des analyse temporelles doivent être utilisées afin d'étudier la demande et la réponse sismique d'une structure. Dans le cadre de ce projet une série d'analyses spectrale sont effectué afin de dimensionner les colonnes. Ensuite une série d'analyses temporelles non linéaires doit être effectuée afin d'étudier la performance et le niveau de dommages des ponts lors d'un évènement sismique. Cependant, les signaux sismiques doivent être sélectionnés et calibrés de sorte qu'ils reflètent la sismicité de la région à l'étude. Dans ce chapitre les caractéristiques des séismes du Canada sont présentées. Ensuite le processus de sélection et de calibration des accélérogrammes sont présentés.

2.1 Sismicité du Canada

Le Canada, considéré comme une région dont la sismicité est modérée à importante, a connu de nombreux tremblements de terre durant les quatre derniers siècles. La figure 2.1 montre les zones touchées par des séismes de moyenne à forte intensité durant les cinq derniers siècles (NRCAN 2011). On note que ces événements sont concentrés principalement dans quatre zones bien définies, soit : (a) l'Est du Canada, (b) l'Ouest du Canada, (c) le Centre des Grandes Plaines et (d) le Grand Nord.

L'Est du Canada : L'Est du Canada est considéré comme une zone à sismicité modérée. Le risque sismique y est cependant important à cause de la population élevée. Cinq séismes de magnitude supérieure à 5,8 sur l'échelle de Richter ont eu lieu. Le séisme de Saguenay, survenu en 1988 avec une intensité de 5,9, est le plus important séisme de la région à avoir été enregistré et constitue une référence pour la conception sismique des structures pour cette région du Canada.

L'Ouest du Canada : L'Ouest du Canada est une zone sismique très active. Le risque y est considéré très élevé, notamment au sud-ouest du Canada où on retrouve une forte concentration de population. Au Canada, 60% des séismes les plus sévères ont eu lieu dans l'Ouest du Canada.

Le Centre des Grandes Plaines : Cette zone est la plus grande en termes de superficie (Figure 2.1). Elle est considérée comme asismique avec un risque sismique très faible.

Le Grand Nord : Le Grand Nord est la zone la plus active sismiquement. Elle est cependant très peu peuplée et présente donc un faible risque sismique. Un des séismes les plus importants que cette région a connu est celui de Nahanni survenu en 1985. Ce séisme compte parmi les rares événements dont les secousses ont été enregistrées. Les caractéristiques des accélérogrammes du séisme de Nahanni sont très similaires aux caractéristiques des séismes enregistrés à l'Est du Canada. Pour cette raison, les enregistrements du séisme de Nahanni sont fréquemment considérés comme étant compatibles avec les séismes de l'Est du Canada.

On rappelle brièvement que le risque sismique est défini par la combinaison de : (a) l'aléa sismique (probabilité d'occurrence d'un événement sismique), (b) la vulnérabilité (étendue de dommages pour une intensité sismique donnée) et (c) les conséquences (pertes de vies humaines, coûts financiers) (Adams 2011).



Figure 2.1 Les séismes historiques au Canada
Tirée de Ressources Naturelles du Canada(2015)

La figure 2.2 présente la carte de l'aléa sismique du Canada (RNC 2015). Cette carte est en fait une simplification de la carte de l'aléa sismique que l'on retrouve dans le Code national du bâtiment du Canada 2015 pour une accélération spectrale à une période de 0,2 seconde. La figure 2.3 présente, quant à elle, la répartition du niveau du risque sismique pour les régions de l'Est et de l'Ouest du Canada (Adams, 2011). On note, à partir des figures 2.2 et 2.3 que les deux villes canadiennes les plus exposées au risque sismique sont Montréal (Québec) à l'Est et Vancouver (Colombie-Britannique) à l'Ouest.

actives, tel que les régions de l'Est et l'Ouest du Canada, le nombre d'enregistrements de séismes historiques est très limité. Dans un tel cas, on a généralement recours à des séismes artificiels dont le spectre est compatible au spectre de conception des codes parasismiques. Les séismes artificiels sont assez semblables aux séismes historiques, dans la mesure où ils ont approximativement les mêmes amplitudes, contenu fréquentiel et durée. De plus, on reconnaît aujourd'hui que les effets induits par les séismes artificiels sont équivalents à ceux induits par les séismes historiques (Turkstra et Tallin 1988, Greig et Atkinson 1993).

Dans le cadre de ce projet, deux sites sismiques ont été choisis : Montréal au Québec et Vancouver en Colombie-Britannique. Les villes de Montréal et Vancouver sont représentatives non seulement des régions de l'Est et l'Ouest du Canada, mais aussi de plusieurs villes de l'Est de l'Amérique du Nord (tel que Boston, New-York, Ottawa) et du Nord-Ouest du Pacifique (tel que Seattle, Portland, Victoria).

Conformément aux exigences du CSA-S6-14, le nombre minimum d'accélérogrammes à utiliser pour des analyses dynamiques temporelles est de onze (11). À cet effet, un ensemble de quinze (15) enregistrements sismiques représentatifs, respectivement, des sites de Montréal et Vancouver ont été sélectionnés. Les séismes sélectionnés sont composés de paires d'accélérogrammes de séismes historiques et d'accélérogrammes artificiels.

2.2.1 Sélection des séismes historiques

Deux ensembles d'enregistrements sismiques historiques représentatifs de l'Est (Montréal) et de l'Ouest (Vancouver) ont été sélectionnés. Pour l'Est, les enregistrements proviennent principalement des séismes du Saguenay, de Nahanni et de Val-des-Bois. Pour l'Ouest, les enregistrements proviennent des séismes de Loma Prieta, de Morgan Hill, de Northridge et de Wattier-Narrows.

Les conditions de sites pour tous les séismes de l'Ouest sont représentatifs d'un sol très dense ou composé de roche tendre ayant une vitesse moyenne de cisaillement V_s comprise entre

360 et 760 m/s sur une couche supérieure de 30 m et correspondant à un site de catégorie d'emplacement C, tel que défini par le CSA-S6. Quant aux séismes de l'Est, ils ont tous été enregistrés sur un sol formé essentiellement de la roche dure correspondant à un site de Classe A selon la classification du code canadien CSA-S6-14.

Les propriétés des séismes historiques sélectionnés pour Montréal (Région de l'Est) et pour Vancouver (Région de l'Ouest) sont présentées dans les tableaux 2.1 et 2.2, respectivement.

Tableau 2.1 Propriétés des séismes historiques pour Montréal-Région de l'Est

Évènement, Station	Date	Mw	R (km)	Composantes Horizontales	PGA (g)
Nahanni, Bettlement Creek-S3	23 Déc. 1985	6,5	24	N 270° N 360°	0,186 0,194
Val-des-Bois, Ottawa	23 Juin 2010	5,0	58,7	N-S 0° E-O 270°	0,033 0,034
Saguenay, Chicoutimi- Nord	25 Nov. 1988	5,9	43	N 124 N 214	0,131 0,106
Saguenay, Les Éboulements	25 Nov. 1988	5,9	90	N-S 0° E-O 270°	0,125 0,102
Saguenay, Saint- André	25 Nov. 1988	5,9	64	N-S 0° E-O 270°	0,156 0,091

Tableau 2.2 Propriétés des séismes historiques pour Vancouver-Région de l'Ouest

Évènement, Station	Date	Mw	R (km)	Composantes Horizontales	PGA (g)
Loma Prieta, Sans-Francisco-Presidio	17 Sept. 1989	7,0	98	E-O 90° N-S 0°	0,199 0,100
Morgan Hill, San Ysidro Gilroy #6	24 Avril 1984	6,2	36	E-O 90° N-S 360°	0,286 0,219
Northridge, Castaic-Old Ridge Rte	17 Jan. 1994	6,7	41	E-O 90° N-S 360°	0,568 0,514
Northridge, San Pedro Palos Verdes	17 Jan. 1994	6,7	58	E-O 90° N-S 0°	0,095 0,101
Wattier-Narrows, Pacoima-Kagel Can.	01 Oct. 1987	6,1	38	E-O 90° N-S 0°	0,077 0,074

2.2.2 Sélection des accélérogrammes artificiels

Pour compenser le manque d'enregistrements historiques dans l'Est et l'Ouest du Canada, des accélérogrammes artificiels pour Montréal et Vancouver ont été sélectionnés sur la base de la déaggrégation du risque sismique pour chaque ville en termes de scénario Magnitude-Distance (M-R) pour une probabilité de dépassement de 2% en 50 ans, montrée aux figures 2.4 et 2.5 (Halchuk 2010). Le tableau 2.3 présente les scénarios M-R utilisés pour la sélection des accélérogrammes artificiels pour Montréal et Vancouver.

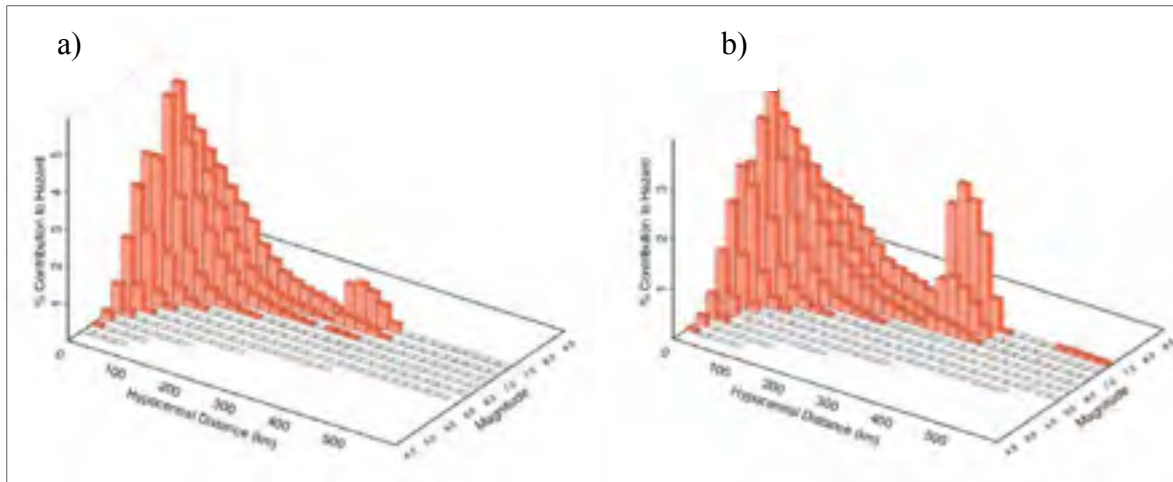


Figure 2.4 Déaggregation de l'aléa sismique de la ville de Montréal pour une probabilité de récurrence de 2% en 50 ans : (a) $S_a(1,0\text{ s})$ et (b) $S_a(2,0\text{ s})$
Tirée de Halchuck 2010

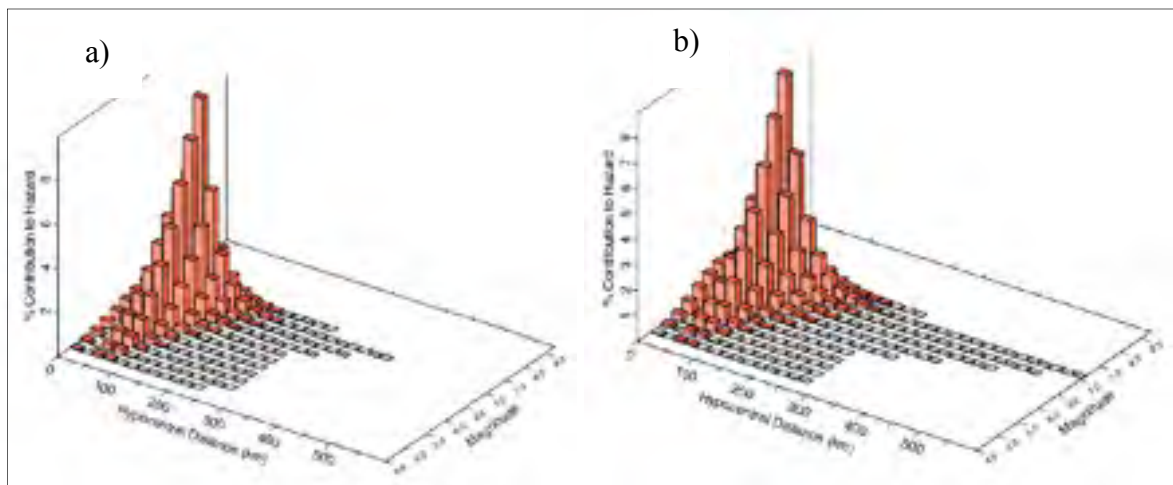


Figure 2.5 Déaggregation de l'aléa sismique de la ville de Vancouver pour une probabilité de récurrence de 2% en 50 ans : (a) $S_a(1,0\text{ s})$ et (b) $S_a(2,0\text{ s})$
Tirée de Halchuck 2010

Tableau 2.3 Scénarios M-R utilisés pour la sélection des accélérogrammes artificiels

		Magnitude	Distance (km)
Montréal (Est)	Scénario 1	M6,0	R10 - R30
	Scénario 2	M7,0	R20 - R70
Vancouver (Ouest)	Scénario 1	M6,5	R10 - R30
	Scénario 2	M7,5	R20 - R70

2.2.2.1 Méthode de sélection des accélérogrammes artificiels

La sélection des accélérogrammes artificiels est basée sur la méthode proposée par Tremblay et al. (2015). La méthode nécessite, dans un premier temps, de définir les plages de périodes appropriées pour les scénarios magnitude-distance M-R choisis. Les accélérogrammes sont ensuite calibrés sur le spectre de réponse cible du Code et ce à l'intérieur des plages de périodes définies préalablement. Les accélérogrammes retenus sont ceux dont le coefficient d'étalonnage est compris entre 0,5 et 2,0. Tremblay et al. (2015) proposent que les plages de périodes pour calibrer le spectre de l'accélérogramme sur le spectre de réponse cible soient définies comme suit :

$$T_{\min} = \min (0,2 T_1; T_{90\%}) \quad (2.1)$$

$$T_{\max} = \max (2,0 T_1; 1,5 \text{ s}) \quad (2.2)$$

Où T_1 est la valeur minimale de la période de vibration dans les deux directions principales de la structure et $T_{90\%}$ est la période de la structure pour laquelle au moins 90 % de la masse modale totale est atteinte. Ainsi, les accélérogrammes ayant une intensité M6,0 à une distance R10 à R30 km doivent être calibrés entre T_{\min} et T_1 , alors que les accélérogrammes ayant une intensité M7,0 à une distance R20 à R70 km doivent être calibrés entre T_1 et T_{\max} (Tremblay et al. 2015).

La méthode proposée par Tremblay et al. (2015) a été développée pour le Code National du Bâtiment et est donc appropriée pour les structures de bâtiments. Dans le cadre de ce projet, la méthode a été modifiée, pour tenir compte de la particularité des ponts isolés, en considérant que :

- a) T_{\min} est égale à $0,8 T_{\text{pile}}$, tel que recommandé dans l'ASHTOO (2010) ;
- b) T_{\max} est égale à T_{kd} , tel que recommandé dans l'ASHTOO (2010) ; T_{kd} est la période du pont en considérant la rigidité post-élastique du système d'isolation; et
- c) T est égale à T_{ku} ; T_{ku} étant la période du pont en considérant la rigidité élastique K_u du système d'isolation comme la rigidité du pont.

Le Tableau 2.4 donne les valeurs des périodes de vibration naturelle du pont en considérant les différentes rigidités.

Tableau 2.4 Périodes de vibration du pont avec différentes rigidités pour le système d'isolation

Site	$T (K_{\text{eff}})^*$	$T (K_d)$	$T (K_u)$	$T (\text{Pile})^{**}$
Montréal (Est)	2,0 s	2,5 s	1,2 s	0,18 s
Vancouver (Ouest)	3,5 s	4,2 s	1,4 s	0,16 s

* $T (K_{\text{eff}})$: Période du pont en considérant la rigidité équivalente du système d'isolation (K_{eff}) comme la rigidité du pont.

** $T (\text{Pile})$: Période du mode de vibration de la pile du pont uniquement.

Les plages de périodes considérées pour l'étalonnage des accélérogrammes artificiels sont présentées à la figure 2.6. TRS1 est la plage de période considérée pour l'étalonnage des accélérogrammes artificiels du scénario 1 et TRS2 est la plage de période de l'étalonnage des accélérogrammes artificiels du scénario 2.

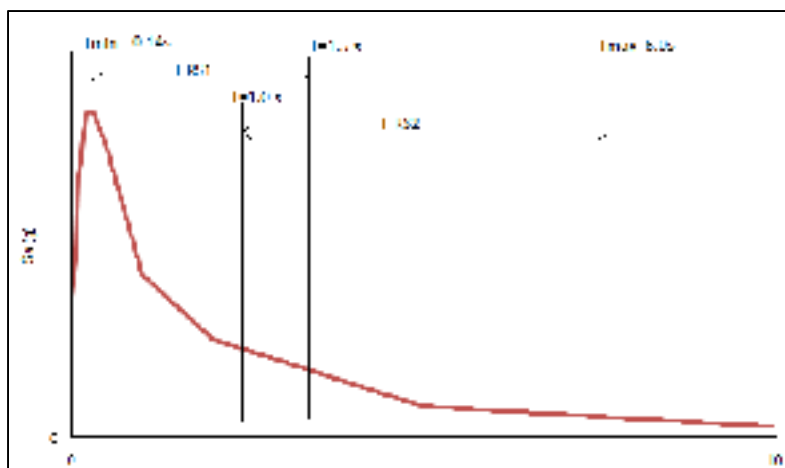


Figure 2.6 Les plages de périodes d'étalonnage pour les deux scénarios M-R

Les plages de périodes utilisées pour la calibration des signaux sismiques historiques et des accélérogrammes artificiels sont résumées dans le tableau 2.5.

Tableau 2.5 Résumé des plages de périodes pour l'étalonnage

Montréal (Est) $T_1 = 2,0 \text{ s}$	Accélérogramme	T_{\min}	T_{\max}
	Historique	0,2 s	6,0 s
	E6- Proche de l'épicentre	0,14 s	1,5 s
	E7- Loin de l'épicentre	1,0 s	6,0 s
Vancouver (Ouest) $T_1 = 3,5 \text{ s}$	Accélérogramme	T_{\min}	T_{\max}
	Historique	0,2 s	6,0 s
	W6- Proche de l'épicentre	0,14 s	1,5 s
	W7- Loin de l'épicentre	1,0 s	6,0 s

2.2.2.2 Choix des accélérogrammes artificiels

Des signaux sismiques appropriés doivent être sélectionnés selon la magnitude et la distance qui contrôle l'aléa sismique dans une région donnée. Pour la méthode de l'étalonnage utilisée dans cette étude, les scénarios M-R dominants sont choisis et les signaux sismiques sont sélectionnés pour chaque scénario. Dans le cas où deux ou plusieurs scénarios M-R sont

choisis, cinq accélérogrammes, au moins, doivent être utilisés pour chaque scénario (Tremblay et al. 2015).

Les accélérogrammes synthétiques sont statistiquement indépendants et peuvent être utilisés comme une paire de composantes principales orthogonales dans des analyses dynamiques temporelles bidirectionnelles (Atkinson 2009). À cet effet, le spectre d'accélération, $S_g(T)$, doit être déterminé en considérant la moyenne géométrique des deux composantes principales orthogonales choisies. Le choix des accélérogrammes appropriés est fait sur la base du rapport spectral $S_T(T)/S_g(T)$ sur l'intervalle des périodes choisi, soit TRS1 et TRS2. Dans cette équation $S_T(T)$ est le spectre de réponse cible. Dans le code canadien des ponts routiers (CSA-S6-14), le spectre de réponse cible est défini selon les données de la commission géologique du Canada. Le spectre utilisé dans ce projet a été modifié pour les courtes périodes (0 à 0,2s), tel que recommandé par la commission géologique du Canada (CGC) (Tableau 2.6 et Figure 2.7).

Tableau 2.6 Valeurs de l'accélération spectrale $S_T(T)$ pour les spectres cibles de Montréal et Vancouver

Période (s)	Région de l'Est (Montréal) (g)	Région de l'Ouest (Vancouver) (g)
0,0	0,3782	0,3673
0,05	0,6329	0,4504
0,1	0,7239	0,6852
0,2	0,5959	0,8469
0,3	0,4473	0,8512
0,5	0,3111	0,7546
1,0	0,1481	0,4252
2,0	0,0682	0,2566
5,0	0,0176	0,0808
10,0	0,0062	0,0286

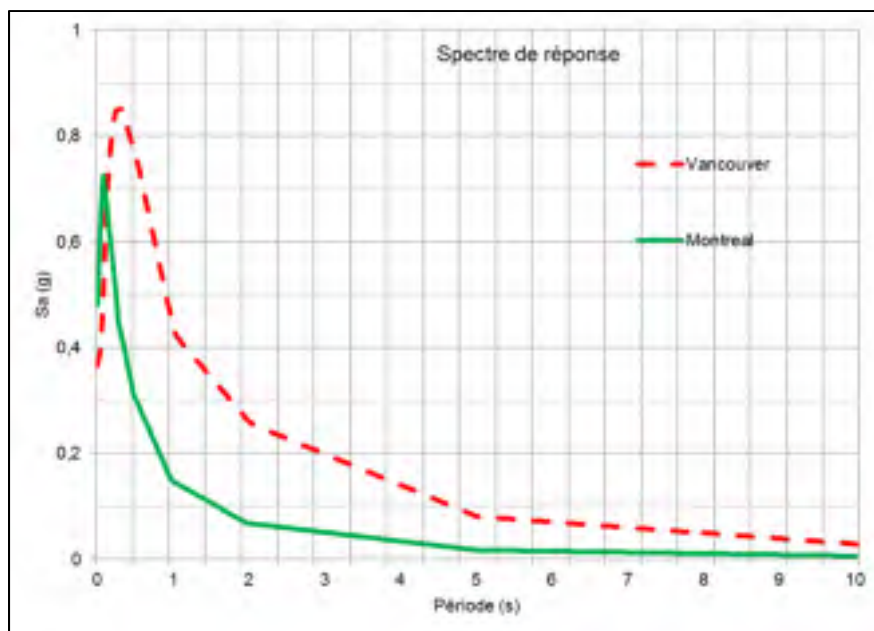


Figure 2.7 Spectres d'accélération cibles pour les deux régions Est (Montréal) et Ouest (Vancouver)

Les accélérographes retenus sont ceux pour lesquels l'écart-type du rapport spectral $S_T(T)/S_g(T)$ est le plus faible. On notera que ce choix peut être révisé après l'étalonnage des accélérographes conformément aux exigences du CNBC (CNBC 2015). En effet, les accélérographes sélectionnés ne devront pas nécessiter un facteur d'étalonnage inférieur à 0,5 ni supérieur à 2,0 (Koval 2015). Les accélérographes artificiels sélectionnés pour les régions sismiques de l'Est (Montréal) et de l'Ouest (Vancouver) sont présentés dans les tableaux 2.7 à 2.10.

Tableau 2.7 Sélection des accélérogrammes artificiels pour l'Est (Scénario 1)

Scénario 1					
Nom	Composantes	M	R (km)	Écart- type	Facteur d'étalonnage préliminaire
E6-A	E6C1-1	6,0	12,8	0,1654	0,5693
	E6C1-2	6,0	12,8	0,1811	0,8154
E6-B	E6C1-7	6,0	12,8	0,1486	0,6333
	E6C1-8	6,0	12,8	0,2966	0,9049
E6-C	E6C1-10	6,0	12,8	0,1539	0,9170
	E6C1-12	6,0	12,8	0,2051	1,1599
E6-D	E6C1-32	6,0	17,0	0,2464	0,9981
	E6C1-33	6,0	17,0	0,2539	1,2671
E6-E	E6C1-42	6,0	17,0	0,1457	1,0048
	E6C1-43	6,0	17,0	0,2434	1,3133

Tableau 2.8 Sélection des accélérogrammes artificiels pour l'Est (Scénario 2)

Scénario 2					
Nom	Composantes	M	R	Écart- type	Facteur d'étalonnage préliminaire
E7-A	E7C1-10	7,0	20,6	0,1368	0,5430
	E7C1-11	7,0	20,6	0,1076	0,6198
E7-B	E7C1-16	7,0	20,6	0,2529	0,8312
	E7C1-17	7,0	20,6	0,1816	0,7535
E7-C	E7C1-19	7,0	20,1	0,1031	0,5403
	E7C1-20	7,0	20,1	0,2943	0,8027
E7-D	E7C1-34	7,0	25,2	0,2114	0,9783
	E7C1-36	7,0	25,2	0,1733	0,7571
E7-E	E7C1-40	7,0	25,6	0,1651	1,0120
	E7C1-41	7,0	25,6	0,1441	1,2239

Tableau 2.9 Sélection des accélérogrammes artificiels pour l'Ouest (Scénario 1)

Scénario 1					
Nom	Composantes	M	R	Écart-type	Facteur d'étalonnage préliminaire
W6-A	W6C1-1	6,5	8,8	0,4388	1,0255
	W6C1-2	6,5	8,8	0,3401	1,1879
W6-B	W6C1-13	6,5	8,6	0,1911	0,8844
	W6C1-14	6,5	8,6	0,2426	1,0691
W6-C	W6C1-19	6,5	10,8	0,3121	1,1695
	W6C1-20	6,5	10,8	0,2454	1,0654
W6-D	W6C1-28	6,5	8,4	0,1992	0,8287
	W6C1-30	6,5	8,4	0,1930	0,9447
W6-E	W6C1-34	6,5	12,2	0,2616	1,1809
	W6C1-36	6,5	12,2	0,2913	1,2601

Tableau 2.10 Sélection des accélérogrammes artificiels pour l'Ouest (Scénario 2)

Scénario 2					
Nom	Composantes	M	R	Écart-type	Facteur d'étalonnage préliminaire
W7-A	W7C1-1	7,5	16,4	0,1387	1,0925
	W7C1-3	7,5	16,4	0,3342	1,7544
W7-B	W7C1-7	7,5	15,2	0,2137	0,9951
	W7C1-9	7,5	15,2	0,2211	1,1222
W7-C	W7C1-17	7,5	21,6	0,1595	1,3497
	W7C1-19	7,5	21,6	0,1701	1,1899
W7-D	W7C1-28	7,5	15,2	0,2687	1,1092
	W7C1-30	7,5	15,2	0,1480	1,0638
W7-E	W7C1-31	7,5	26,3	0,3632	1,5437
	W7C1-32	7,5	26,3	0,2585	1,8748

2.3 Calibration et transformation des mouvements sismiques

Les enregistrements sismiques utilisés dans les analyses dynamiques temporelles doivent être représentatifs des caractéristiques sismiques et des conditions locales du site. À cet effet, les accélérogrammes des mouvements sismiques sélectionnés ont été calibrés sur les spectres de réponses cibles du CSA-S6 (Spectres de calcul) pour Montréal (Région de l'Est) et Vancouver (Région de l'Ouest). Cette partie de l'étude présente les différentes approches utilisées pour la calibration des accélérogrammes.

La méthode d'étalonnage proposée par Tremblay et al. (2015) a été utilisée dans l'étude présente afin de calibrer les séismes artificiels générés par Atkinson (2009). La méthode de calibration des signaux sismiques dans le domaine temporel a été utilisée pour calibrer les séismes historiques dans les deux régions de l'étude.

2.3.1 Méthodes de calibration des accélérogrammes

On dispose de plusieurs méthodes de calibration des mouvements sismiques. Parmi celles qui sont utilisées, on retrouve : (a) les méthodes de calibration basées sur un facteur d'étalonnage, (b) la méthode de calibration dans le domaine fréquentiel et (c) la méthode de calibration dans le domaine temporel.

2.3.1.1 Méthodes de calibration basées sur un facteur d'étalonnage

Méthode du PGA

Cette méthode est très connue et utilisée pour calibrer des accélérogrammes sur le spectre de réponse cible. Dans cette méthode un facteur d'étalonnage est déterminé à l'aide de l'équation 2.3. Ce facteur est ensuite appliqué à l'ensemble de l'accélérogramme. Cette méthode de calibration ne prend pas en compte ni le contenu fréquentiel du mouvement sismique ni la période de la structure.

$$F_{PGA} = \frac{PGA_{cible}}{PGA_{accélérogramme}} \quad (2.3)$$

Méthode du $S_a(T_1)$

Cette méthode présentée par Naumoski et al. (2004) prend en compte les caractéristiques de la structure. Elle utilise le rapport entre l'accélération spectrale du premier mode de vibration de la structure obtenue du spectre de réponse cible et celui obtenu du spectre de l'accélérogrammes (Équation 2.4). Le résultat est très bon pour un système à 1DDL dans le domaine élastique. Par contre la méthode perd son exactitude quand les modes supérieures deviennent importants et quand le comportement non linéaire de la structure est désiré.

$$F_{sa(T_1)} = \frac{Sa(T_1)_{cible}}{Sa(T_1)_{accélérogramme}} \quad (2.4)$$

Méthode du S_{Ia}

Dans cette méthode le facteur d'étalonnage (Équation 2.5) est déterminé de sorte que l'aire sous la courbe du spectre de réponse cible, dans un intervalle de périodes choisi, et celle du spectre de l'accélérogrammes considéré soient égaux. L'intervalle de périodes choisi est un élément important à considérer dans cette méthode. Celui-ci est généralement situé entre 0 s et $1,2 T_1$. Cette méthode donne de bons résultats dans le cas des systèmes à plusieurs degrés de liberté.

$$F_{S_{Ia}} = \int_0^T \frac{Sa_{cible}(T)dT}{\int_0^3 Sa_{accélérogramme}(T)dT} \quad (2.5)$$

Méthode de l'ASCE

La méthode est présentée par l'*American Society of Civil Engineering* (ASCE 2005). L'intégrale de l'accélération spectrale du spectre de l'accélération choisi doit être au moins égal à celui du spectre de réponse cible. La plage de période suggérée est à considérer entre $0,2 T_1$ et $1,5 T_1$, où T_1 est la période fondamentale de vibration de la structure.

Méthode de l'ATC

La méthode de calibration de l'ATC (2009) comporte principalement deux étapes :

- a) la première étape consiste à calculer la médiane du PGV (*Peak Ground Velocity*) pour l'ensemble des accélérogrammes choisis et à faire l'étalonnage du PGV de chaque accélérogramme avec la médiane du PGV obtenue.
- b) la deuxième étape consiste à calculer un facteur de calibration à l'aide de l'équation 2.6 :

$$FA = \frac{Sa_{cible}(T_1)}{\text{Médiane}(Sa_{\text{Accélérogrammes}}(T_1))} \quad (2.6)$$

Où : $Sa_{cible}(T_1)$ est la valeur de l'accélération du spectre de réponse cible à la période T_1 et $Sa_{\text{Accélérogrammes}}(T_1)$ est la valeur de l'accélération du spectre de l'accélérogramme à la période T_1 . Le terme T_1 désigne la période du mode fondamentale de la structure.

Méthode ATK

La méthode ATK, proposée par Atkinson (2009), comporte les étapes suivantes :

- a) choisir les plages de périodes entre lesquelles la calibration sera faite;
- b) sélectionner l'ensemble des mouvements sismiques;
- c) calculer le rapport $\frac{Sa_{cible}}{Sa_{réponse}}$ pour chaque période dans la plage de période choisie;
- d) calculer la déviation standard de rapport $\frac{Sa_{cible}}{Sa_{réponse}}$ obtenue à l'étape (c);
- e) choisir l'accélérogramme qui donne le plus petit écart-type; et enfin
- f) calibrer l'accélérogramme choisi à l'aide du facteur d'étalonnage donné par le rapport moyen $\frac{Sa_{cible}}{Sa_{réponse}}$ obtenu.

L'approche de sélection et de calibration des mouvements sismiques, présentée par Tremblay et al. (2015) utilisée dans ce projet, est basée sur cette méthode. La méthode nécessite aussi que des critères de validité soient vérifiés lors de la calibration des accélérogrammes, tel qu'exigé par le CNBC.

Méthode du MSE (*Mean Square Error*)

La méthode du MSE est présentée par le site web de *Pacific Earthquake Engineering Research Center* (PEER, 2010) . Dans cette méthode la moyenne du carré de l'erreur entre les logarithmes naturels du spectre cible et du spectre de réponse est calculé. Ensuite le facteur d'étalonnage qui minimise cette erreur est calculée. Le facteur MSE est donné par :

$$MSE = \frac{\sum w(T_i) \{ \ln[S_{a_{cible}(T_i)}] - \ln[f S_{a_{réponse}(T_i)}] \}^2}{\sum w(T_i)} \quad (2.7)$$

Où :

$S_{a_{cible}(T_i)}$ est l'accélération spectrale du spectre de réponse cible;

$S_{a_{réponse}(T_i)}$ est l'accélération spectrale du spectre de l'accélérogramme étalonné;

$w(T_i)$ est une fonction qui permet d'appliquer différents facteurs pour considérer la plage de périodes d'intérêt;

Une très bonne approximation est obtenue entre le spectre de réponse cible et le spectre de l'accélérogramme, y compris pour les périodes situées entre 0,1 s et 0,2 s.

2.3.1.2 Méthode de calibration dans le domaine fréquentiel (Méthode FD)

La méthode de calibration dans le domaine fréquentiel (*Spectral matching*) est un processus de calibration itératif par modification du spectre de Fourier de l'accélérogramme original. L'accélérogramme original est transformé en une série de Fourier pour chaque fréquence d'une plage de périodes donnée. Pour chaque période, la magnitude du spectre de Fourier est ensuite modifiée, après quoi l'accélérogramme modifié est recalculé par transformée de Fourier inverse. En plus de converger rapidement, la méthode FD a l'avantage de préserver les caractéristiques importantes de l'accélérogramme d'origine, tels que le caractère stationnaire (Léger et al. 1993) et l'angle de phase du signal (Léger et Leclerc 1996, Carballo et Cornell 2000), en autant que le nombre d'itérations soit faible (généralement une à deux itérations). Cependant, cette l'exactitude de cette méthode dépende fortement aux caractéristiques des signaux sismiques choisis. Sinon, un facteur de série Fourier multiplié par un facteur d'étalonnage trop élevé pourrait produire des déplacements trop élevé. C'est la

raison pour laquelle cette méthode n'est pas une bonne représentative de la calibration des accélérogrammes existants (Michaud et Léger 2014).

2.3.1.3 Méthode de calibration dans le domaine temporel (Méthode TD)

La méthode de calibration dans le domaine temporel consiste à faire correspondre le spectre de l'accélérogramme d'origine au spectre de réponse cible en étirant et/ou en compressant le pas de temps dans un intervalle de temps comprenant la période de vibration fondamentale (premier mode de vibration) de la structure. Le but de cette méthode est similaire à la méthode FD, mais l'approche est différente. Dans cette méthode des ondelettes élémentaires sont ajoutées et soustraites du signal original. Des ondelettes bien choisies évitent d'avoir des déplacements additionnels sur les signaux sismiques; ce qui est l'avantage de cette méthode comparativement à la méthode FD (Hancock et al. 2006).

2.3.2 Transformation et calibration des accélérogrammes historiques

2.3.2.1 Transformation des mouvements sismiques selon les directions principales

Les mouvements sismiques se produisent dans les trois directions de l'espace simultanément : deux directions horizontales et une direction verticale. Les trois composantes du mouvement sismique sont généralement enregistrées selon des directions arbitraires (deux horizontales orthogonales et une verticale) et présentent, dans la majorité des cas, un certain degré de corrélation. Penzien et Watabe (1975) ont démontré qu'il existe des directions (majeure et mineure) selon lesquelles le mouvement sismique est le plus énergétique. Ces directions, appelées directions principales, sont telles que les composantes du mouvement sismique sont décorrélées (statistiquement indépendantes). La transformation des composantes du mouvement sismique dans les directions principales se fait selon un processus similaire au calcul des contraintes principales.

Le degré de corrélation entre les deux composantes horizontales orthogonales (a_x et a_y) des mouvements sismiques sélectionnés est déterminé sur toute la durée t_d du séisme à l'aide du coefficient de corrélation croisé $\rho(a_x, a_y)$ donné par l'équation 2.8 (Solnes 1997):

$$\rho(a_x, a_y) = \frac{\int_0^{t_d} a_x a_y dt}{\sqrt{\int_0^{t_d} a_x^2 dt \int_0^{t_d} a_y^2 dt}} ; -1 \leq \rho(a_x, a_y) \leq 1 \quad (2.8)$$

Les axes orthogonaux horizontaux sont ensuite pivotés par rapport aux axes originaux d'un angle θ jusqu'à ce que le coefficient de corrélation croisé $\rho(a_x, a_y)$ tende vers zéro. L'angle ainsi trouvé représente l'angle d'orientation des directions principales du mouvement sismique (Figure 2.8).

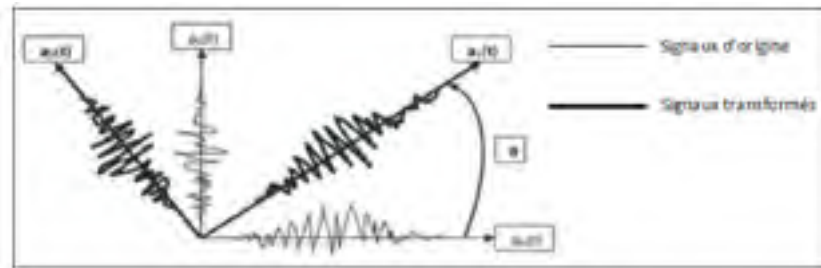


Figure 2.8 Transformation des signaux sismiques selon les directions principales
Tirée de Khaled et al. (2010)

Une fois les directions principales identifiées, les signaux sismiques sont transformés à l'aide de l'équation 2.9.

$$\begin{Bmatrix} a_1(t) \\ a_2(t) \end{Bmatrix} = \begin{pmatrix} \cos\theta & \sin\theta \\ -\sin\theta & \cos\theta \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} a_x(t) \\ a_y(t) \end{Bmatrix} \quad (2.9)$$

Où $a_x(t)$ et $a_y(t)$ représentent les composantes horizontales enregistrées selon les directions orthogonales arbitraires (x,y), et $a_1(t)$ et $a_2(t)$ sont les composantes orthogonales transformées selon les directions principales (1,2). Le tableau 2.11 présente les résultats de la transformation des mouvements sismiques selon les directions principales pour les deux régions de l'étude.

Tableau 2.11 Corrélation initiale et finale et angle de rotation des composantes horizontales
Enregistrements historiques

Séismes de l'Est	ρ final	θ
------------------	--------------	----------

		(degrés)
Nahanni, Bettlement Creek	0,0002	291
Val-des-Bois, Ottawa	0,0022	51
Saguenay, Chicoutimi Nord	0,0034	344
Saguenay, Les Éboulements	0,0014	10
Séismes de l'Ouest	ρ	θ (degrés)
Loma Prieta, Sans-Francisco-Presidio	0,0024	83
Morgan Hill, San Ysidro Gilroy #6	0,001	347
Northridge, Castaic-Old Ridge Rte	0,0005	284
Northridge, San Pedro Palos Verdes	0,0007	345
Wattier-Narrows, Pacoima-Kagel Can	0,0006	285

2.3.2.2 Calibrations des mouvements sismiques sur le spectre cible dans le domaine temporel

Les accélérogrammes transformés selon les directions principales ont été calibrés sur les spectres de réponse cibles du CSA S6-14, tels que définis par la Commission Géologique du Canada pour un sol de Classe C (sol de référence). La calibration des accélérogrammes a été réalisée dans le domaine temporel à l'aide du logiciel SeismoMatch (Seismosoft, 2013) sur une plage de périodes comprise entre 0,2 s et 6,0 s. La plage de période de 0,2s à 6,0s a été choisie pour couvrir tous les périodes de vibrations de pont isolé. Ainsi, cette plage de période permet d'obtenir le spectre d'accélérogramme le plus proche du spectre de cible

Après calibration, les deux composantes principales majeures et mineures des mouvements sismiques ont été multipliées par un facteur de 1,125 et 0,844, respectivement, afin de préserver un rapport spectral S_2/S_1 (Rapport du spectre de la composante mineure S_2 sur le spectre de la composante majeure S_1) de 0,75 tel que recommandé dans les travaux de Lopez et al. (2006). Les spectres des accélérogrammes historiques calibrés sont présentés dans les figures 2.9 et 2.10.

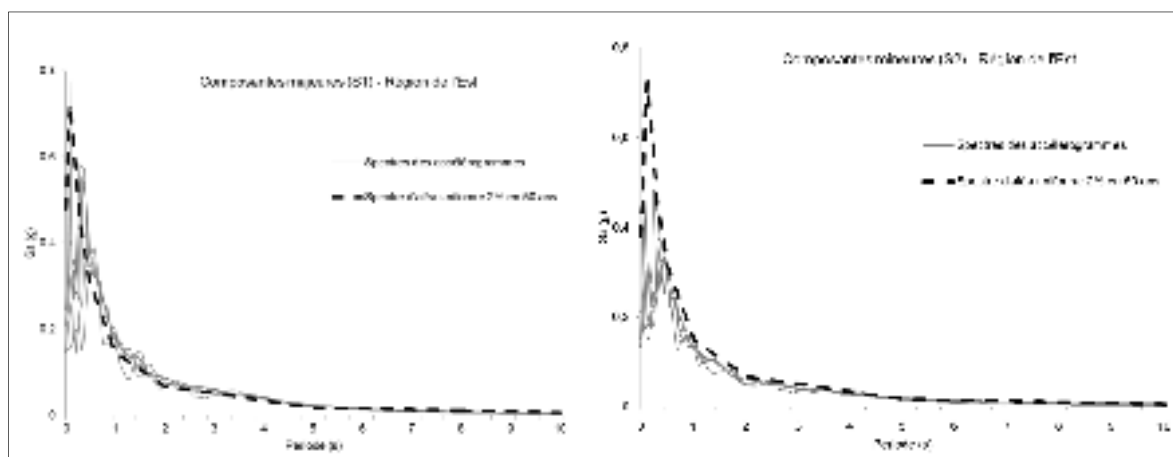


Figure 2.9 Spectres des accélérogrammes des séismes de l'Est après transformation, calibration et séparation

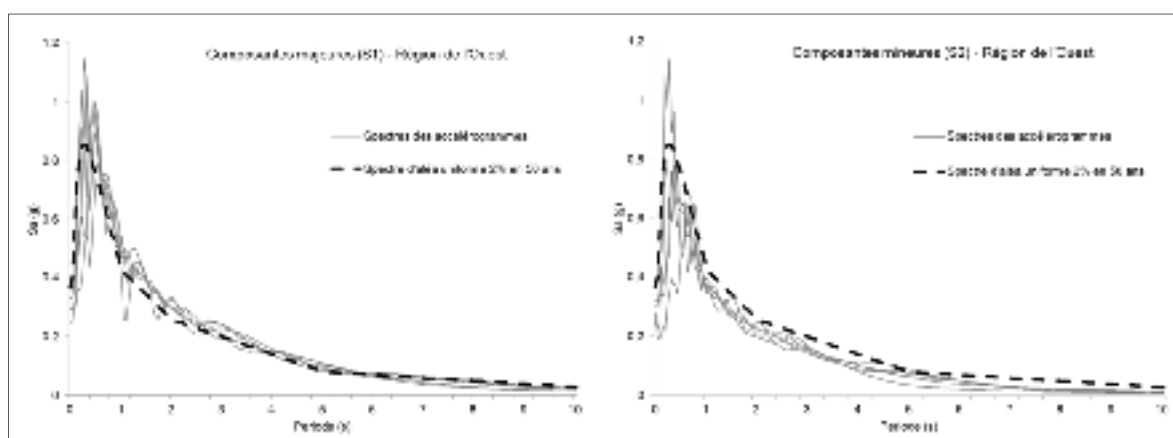


Figure 2.10 Spectres des accélérogrammes des séismes de l'Ouest après transformation, calibration et séparation

Les figures 2.11 et 2.12 montrent, chacune, un exemple d'accélérogramme avant et après sa calibration et ce pour la région de l'Est et de l'Ouest, respectivement. Les autres accélérogrammes sont présentés en annexe I.

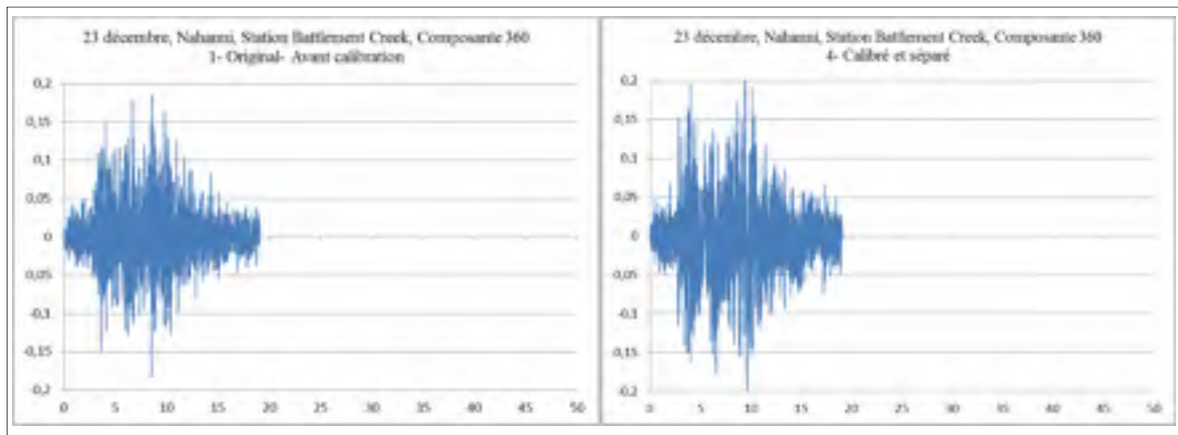


Figure 2.11 Accélérogramme de l'enregistrement de Nahanni avant et après la calibration

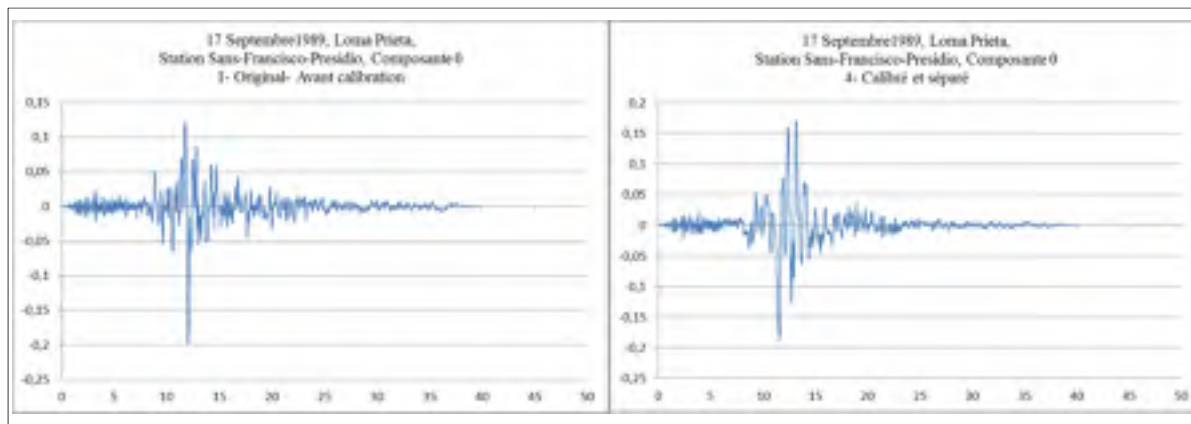


Figure 2.12 Accélérogramme de l'enregistrement de Loma Prieta avant et après la calibration

2.3.3 Calibration des accélérogrammes artificiels par facteur d'étalonnage

La méthodologie adoptée pour le choix et l'étalonnage des accélérogrammes artificiels utilisés dans cette étude est basée sur la méthode proposée par Tremblay et al. (2015). Dans le cadre de ce projet, la méthode a été adaptée pour les ponts isolés tel qu'expliqué plus tôt. Dans cette méthode un facteur d'étalonnage unique a été utilisé pour calibrer les accélérogrammes sur le spectre cible. Le facteur d'étalonnage a été calculé à partir du spectre moyen de chaque paire d'accélérogrammes. Le critère du CNBC pour la calibration de signaux sismiques a également été vérifié après la calibration.

2.3.3.1 Étalonnage des accélérogrammes artificiels

Dans le cas des séismes artificiels, les réalisations, générées pour un même scénario M-R, sont statistiquement indépendantes. À cet égard, deux réalisations d'un même scénario M-R peuvent être utilisées pour simuler les deux composantes horizontales d'un séisme artificiel. Les séismes artificiels sont étalonnés de telle manière que les spectres des accélérogrammes $S_g(T)$ soient égaux au spectre de réponse cible $S_T(T)$ sur un intervalle de périodes approprié (Tremblay et al. 2015). Le facteur d'étalonnage est déterminé en calculant la moyenne du rapport spectral $S_T(T)/S_g(T)$ sur l'intervalle de périodes approprié (Tableaux 2.12 et 2.13).

Tableau 2.12 Facteurs d'étalonnage des accélérogrammes artificiels de l'Ouest pour les deux scénarios

Scénario 1			Scénario 2		
Nom	Composantes	Facteur d'étalonnage	Nom	Composantes	Facteur d'étalonnage
W6-A	W6C1-1	1,3826	W7-A	W7C1-1	1,3383
	W6C1-2			W7C1-3	
W6-B	W6C1-13	1,2101	W7-B	W7C1-7	1,0534
	W6C1-14			W7C1-9	
W6-C	W6C1-19	1,4027	W7-C	W7C1-17	1,2717
	W6C1-20			W7C1-19	
W6-D	W6C1-28	1,1136	W7-D	W7C1-28	1,0713
	W6C1-30			W7C1-30	
W6-E	W6C1-34	1,5328	W7-E	W7C1-31	1,6934
	W6C1-36			W7C1-32	

Dans le cas d'une analyse dynamique bidirectionnelle faisant intervenir simultanément les deux composantes horizontales du mouvement sismique, le spectre de l'accélérogramme $S_g(T)$ utilisé doit être le spectre moyen des deux composantes orthogonales horizontales. Un seul facteur d'étalonnage est appliqué aux deux composantes orthogonales afin de conserver

le rapport spectral original entre les deux composantes des séismes. Dans ce cas, la séparation des deux composantes orthogonales avec un facteur de 0,75 n'est pas requise.

Tableau 2.13 Facteur d'étalonnage des accélérogrammes artificiels de l'EST pour les deux scénarios

Scénario 1			Scénario 2		
Nom	Composantes	Facteur d'étalonnage	Nom	Composantes	Facteur d'étalonnage
E6-A	E6C1-1	0,8135	E7-A	E7C1-10	0,5694
	E6C1-2			E7C1-11	
E6-B	E6C1-7	0,9270	E7-B	E7C1-16	0,7521
	E6C1-8			E7C1-17	
E6-C	E6C1-10	1,2915	E7-C	E7C1-19	0,6130
	E6C1-12			E7C1-20	
E6-D	E6C1-32	1,4017	E7-D	E7C1-34	0,8485
	E6C1-33			E7C1-36	
E6-E	E6C1-42	1,4280	E7-E	E7C1-40	1,0990
	E6C1-43			E7C1-41	

Dans certain cas, le choix des signaux sismiques peut être révisé après l'étalonnage des accélérogrammes. Par exemple, un facteur d'étalonnage trop élevé ou un spectre de l'accélérogramme, après l'étalonnage, beaucoup plus grand que le spectre cible à l'extérieur de l'intervalle de périodes d'intérêt peuvent indiquer que l'accélérogramme n'est pas approprié. Les spectres avant et après l'étalonnage sont présentés dans les figures 2.13 à 2.16.

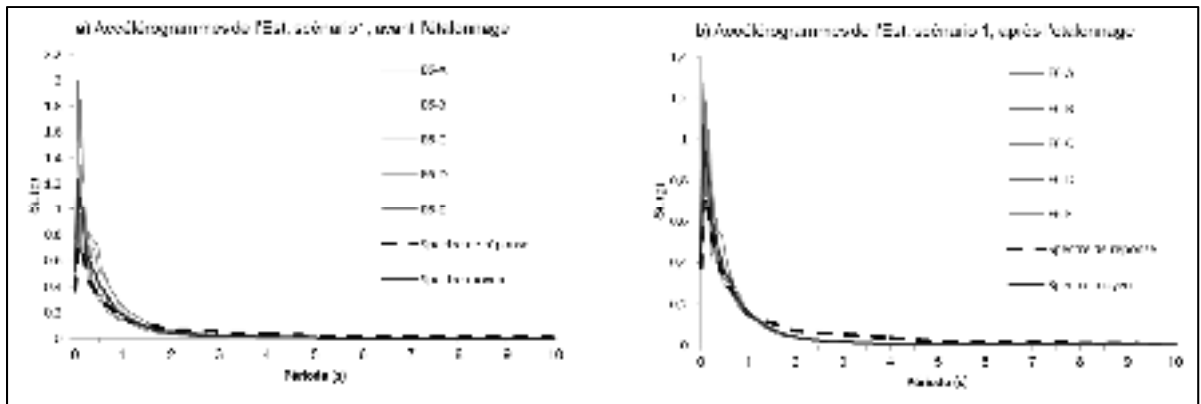


Figure 2.13 Spectres d'accélération des séismes artificiels M6 - R10 à 30 km (Montréal) : a) Avant étalonnage; b) Après étalonnage

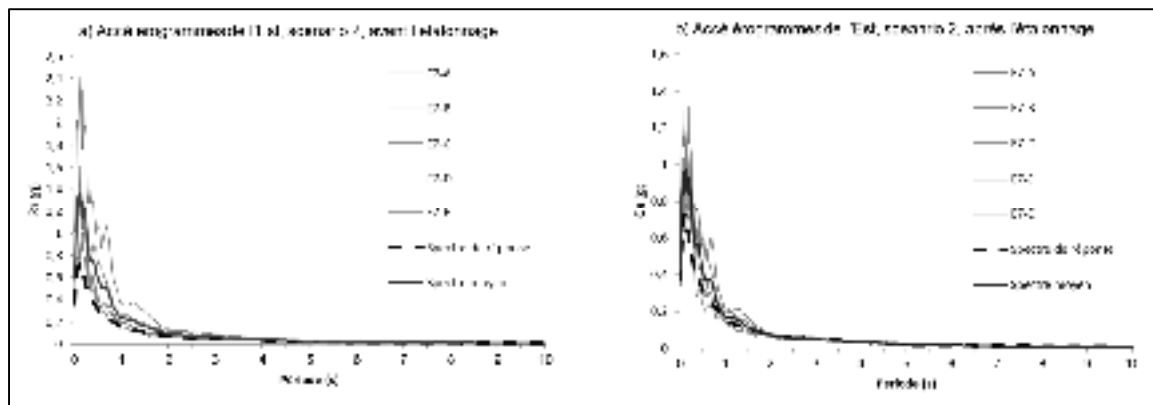


Figure 2.14 Spectres d'accélération des séismes artificiels M7 - R20 à 70 km (Montréal) : a) Avant étalonnage; b) Après étalonnage

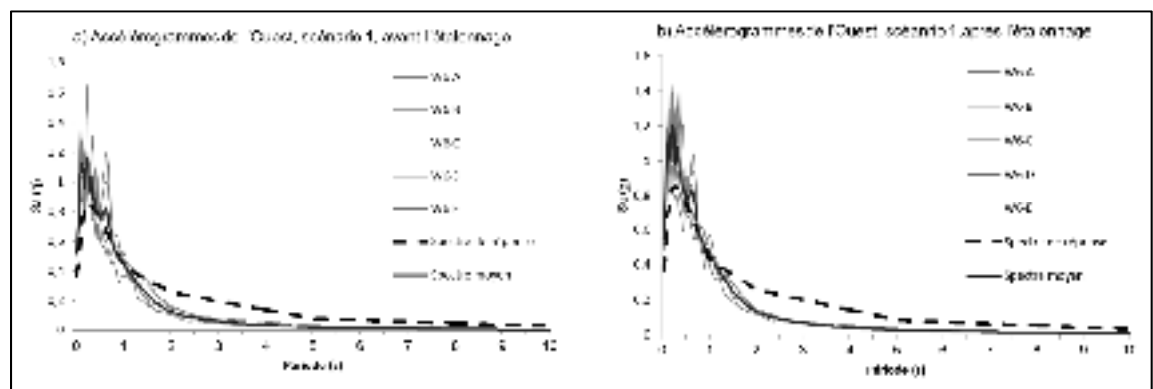


Figure 2.15 Spectres d'accélération des séismes artificiels M6 - R10 à 30 km (Vancouver) : a) Avant étalonnage; b) Après étalonnage

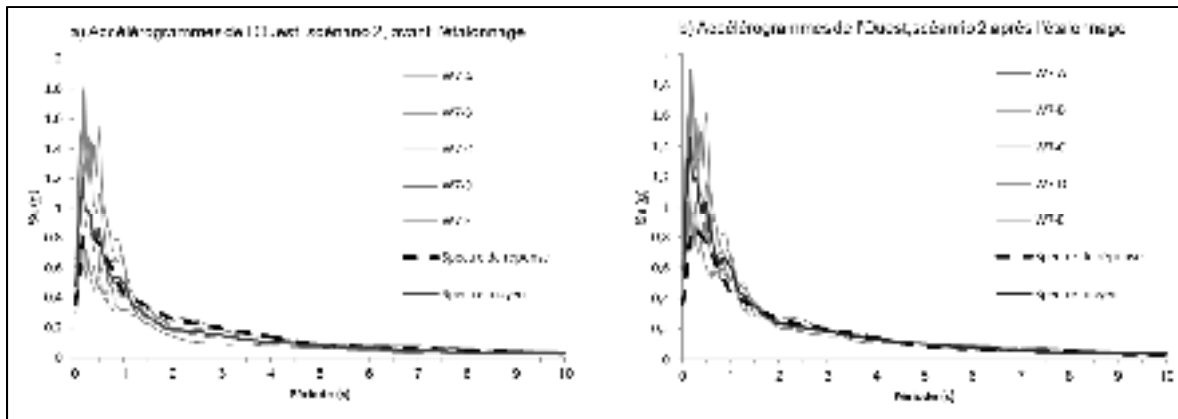


Figure 2.16 Spectres d'accélération des séismes artificiels M7 - R20 à 70 km (Vancouver) :
a) Avant étalonnage; b) Après étalonnage

2.3.3.2 Vérification du critère du code CNBC

Le guide d'utilisation du CNBC 2015 exige que le spectre moyen des accélérographes choisis ne doit pas descendre de plus de 10% en-dessous du spectre cible, tel qu'illustré à la figure 2.17.

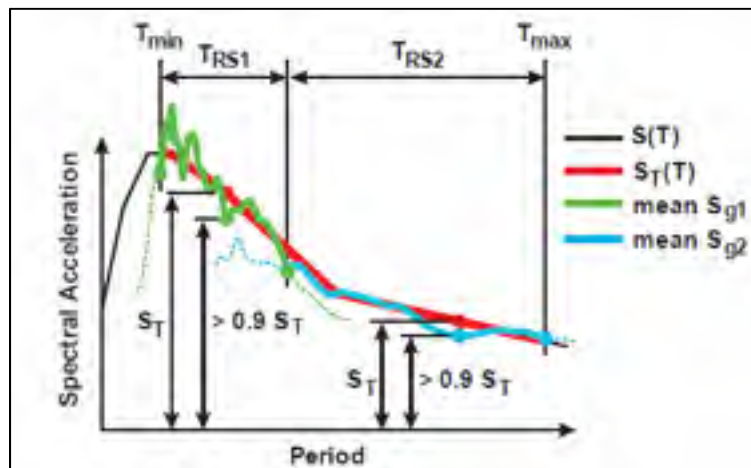


Figure 2.17 Critère de validation de l'étalonnage, d'après le guide d'utilisation du CNBC
Tirée de Tremblay et al. (2015)

Après l'étalonnage, la vérification du critère de validation anticipé dans le guide d'utilisation du CNBC 2015 montre que le spectre moyen des accélérographes de l'Est (scénario 1) et de

l'Ouest (scénario 1 et 2) se situe au-delà de 10% du spectre de réponse cible. Ces signaux ont été donc ajustés conformément à l'exigence de validation du CNBC 2015. Pour l'Est, un facteur d'ajustement de 1,27 a été appliqué aux signaux sismiques pour le scénario 1, et pour l'Ouest, un facteur d'ajustement de 1,28 et 1,01 a été appliqué aux signaux sismiques de l'Ouest des scénarios 1 et 2, respectivement (Figures 2.18 et 2.19).

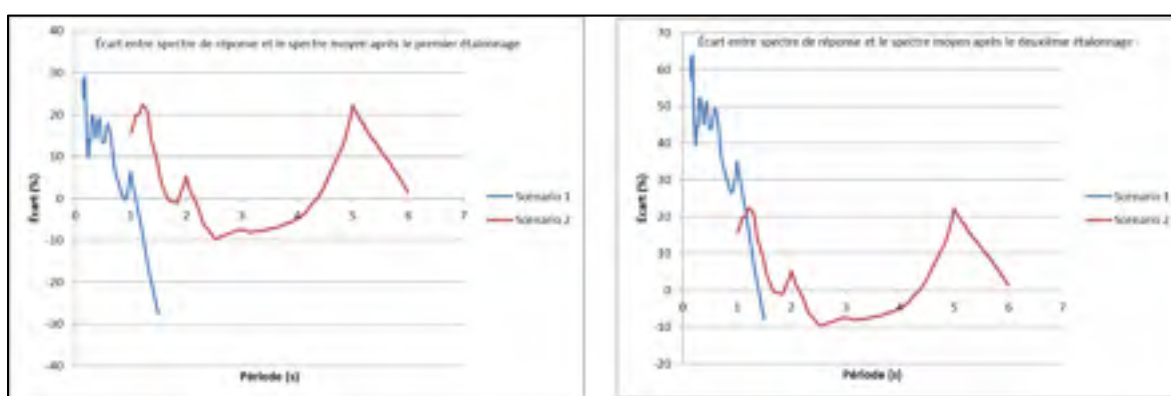


Figure 2.18 Différence entre le spectre moyen des accélérogrammes et le spectre de réponse cible après l'étalonnage - Région de l'Est

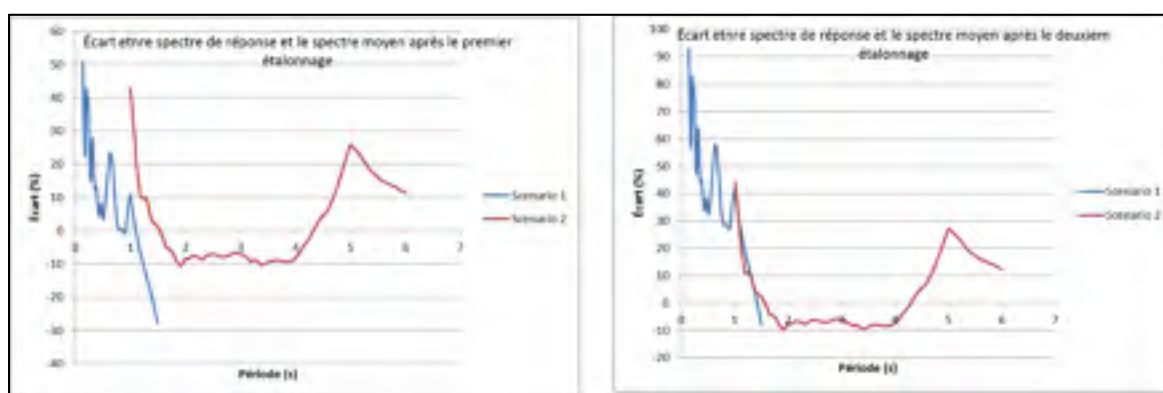


Figure 2.19 Différence entre le spectre moyen des accélérogrammes et le spectre de réponse cible après l'étalonnage- Région de l'Ouest

Les spectres moyens des accélérogrammes après l'ajustement sont présentés dans les figures 2.20 et 2.21.

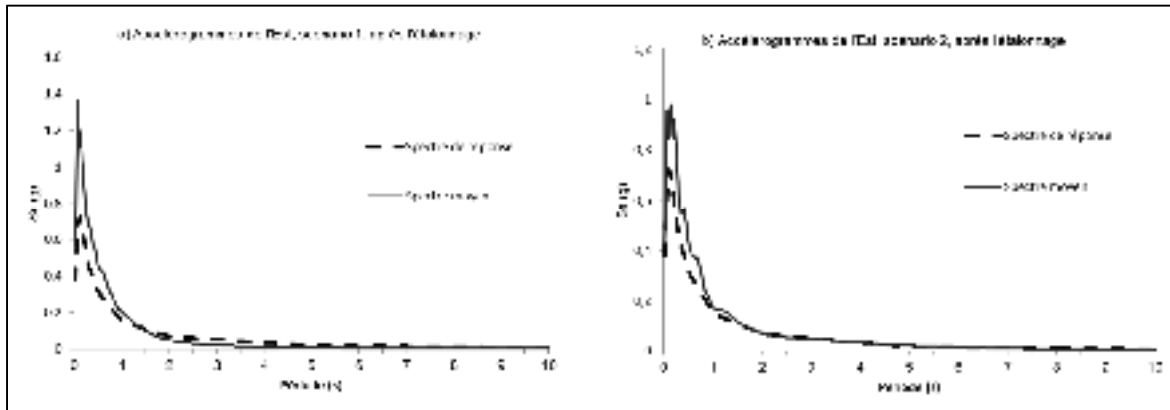


Figure 2.20 Spectres moyens des accélérogrammes après ajustement-Région de l'Est
a) M6-R10 à 30km; b) M7 - R20 à 70km

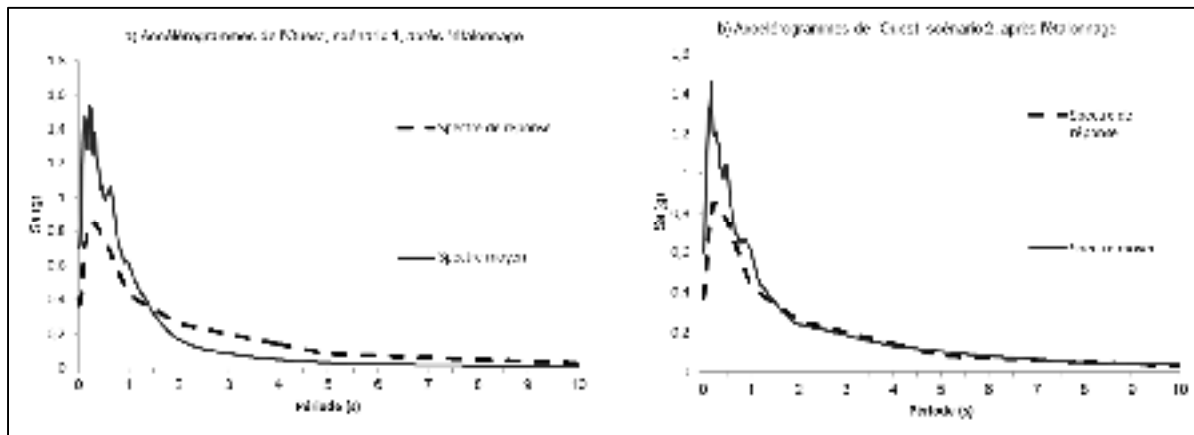


Figure 2.21 Spectres moyens des accélérogrammes après ajustement-Région de l'Ouest
a) M6-R10 à 30km b) M7-R20 à 70km

Les figures 2.22 et 2.23 montrent les accélérogrammes synthétiques avant et après étalonnage pour la région de l'Est et de l'Ouest du Canada respectivement. Il est à noter que tous les accélérogrammes avant et après l'étalonnage sont présenté en annexe I.

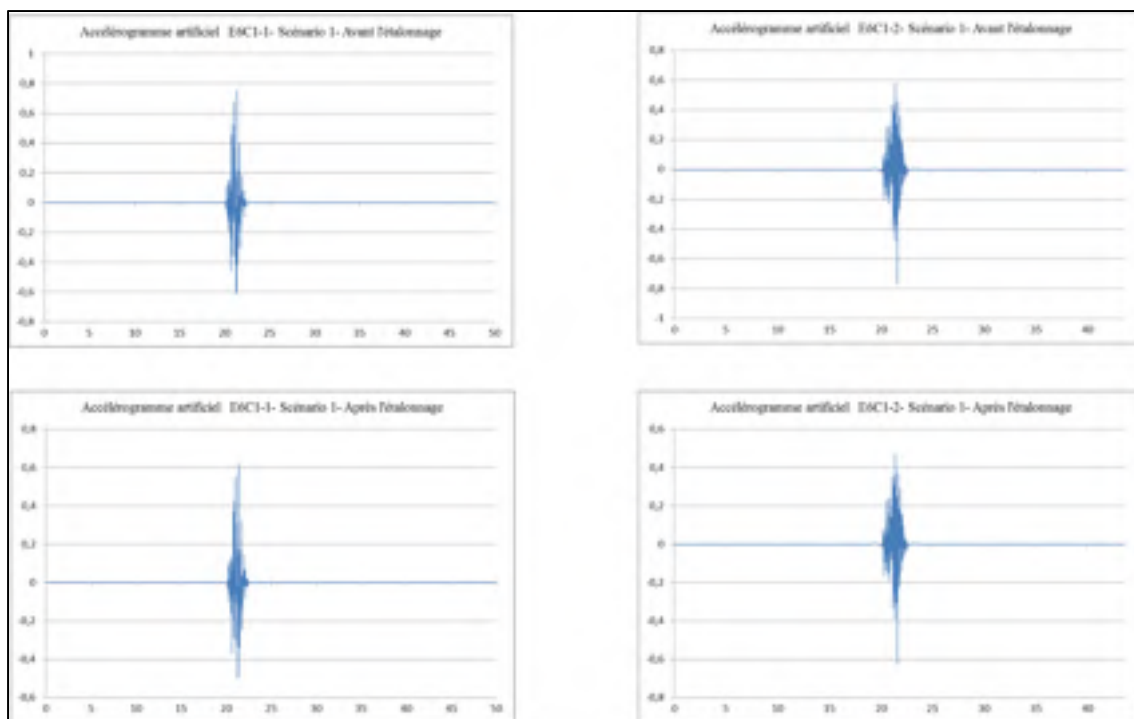


Figure 2.22 Accélérogrammes artificiels E6A pour la région de l'Est-M6

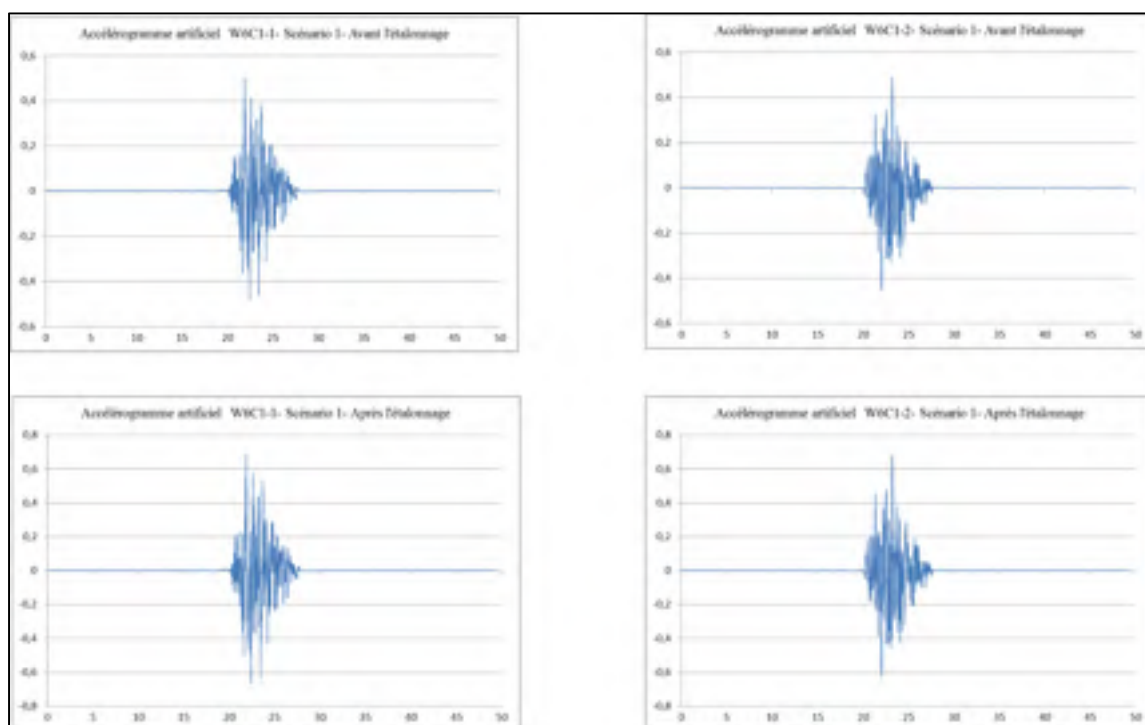


Figure 2.23 Accélérogrammes artificiels W6A pour la région de l'Ouest-M6

CHAPITRE 3

MODÉLISATION DU PONT

Dans ce chapitre le modèle du pont utilisé dans cette étude est présenté ainsi que celui du système d'isolation sismique à la base utilisées dans cette étude, sont présentés. Une brève présentation de l'élément de fibre avec ses limites montre le modèle utilisé pour représenter le comportement de la rotule plastique. Plusieurs modèles de comportement des matériaux à l'intérieur de l'élément de fibre sont également présentés et ceux choisis pour cette étude sont décrits à la fin.

3.1 Modèle du pont

3.1.1 Modèle de base

Le modèle de pont utilisé dans le cadre de ce projet (Figure 3.1(a)) consiste typiquement en un pont droit continu à deux travées ayant une longueur de 36 m chacune et reposant sur un système de pile centrale et deux culées aux extrémités. Le système de pile est constitué de trois colonnes rectangulaires de 900 mm \times 1800 mm ayant une hauteur de 6 m et d'un chevet de 1,0 m \times 1,0 m \times 13,0 m.

Le tablier du pont, constitué d'une dalle en béton armé de 200 mm coulée en place, repose sur un ensemble de six (6) poutres préfabriquées en béton précontraint de type NEBT1600. Le poids total de tablier est de 12293 kN. Les poutres du tablier reposent sur un total de dix-huit (18) appuis, placés aux deux culées d'extrémités et à la pile centrale. La figure 3.1 présente les caractéristiques géométriques du modèle de pont utilisé dans cette étude. La résistance en compression, f'_c , et le module d'élasticité, E_c , du béton sont respectivement de 35MPa et de 26000 MPa. Une limite élastique, $f_y = 400$ MPa et un module d'élasticité, $E_s = 200000$ MPa ont été considérés pour l'acier d'armature. La résistance nominale a été utilisée pour les analyses temporelles non linéaires, tel que spécifié par la norme CSA-S6-14.

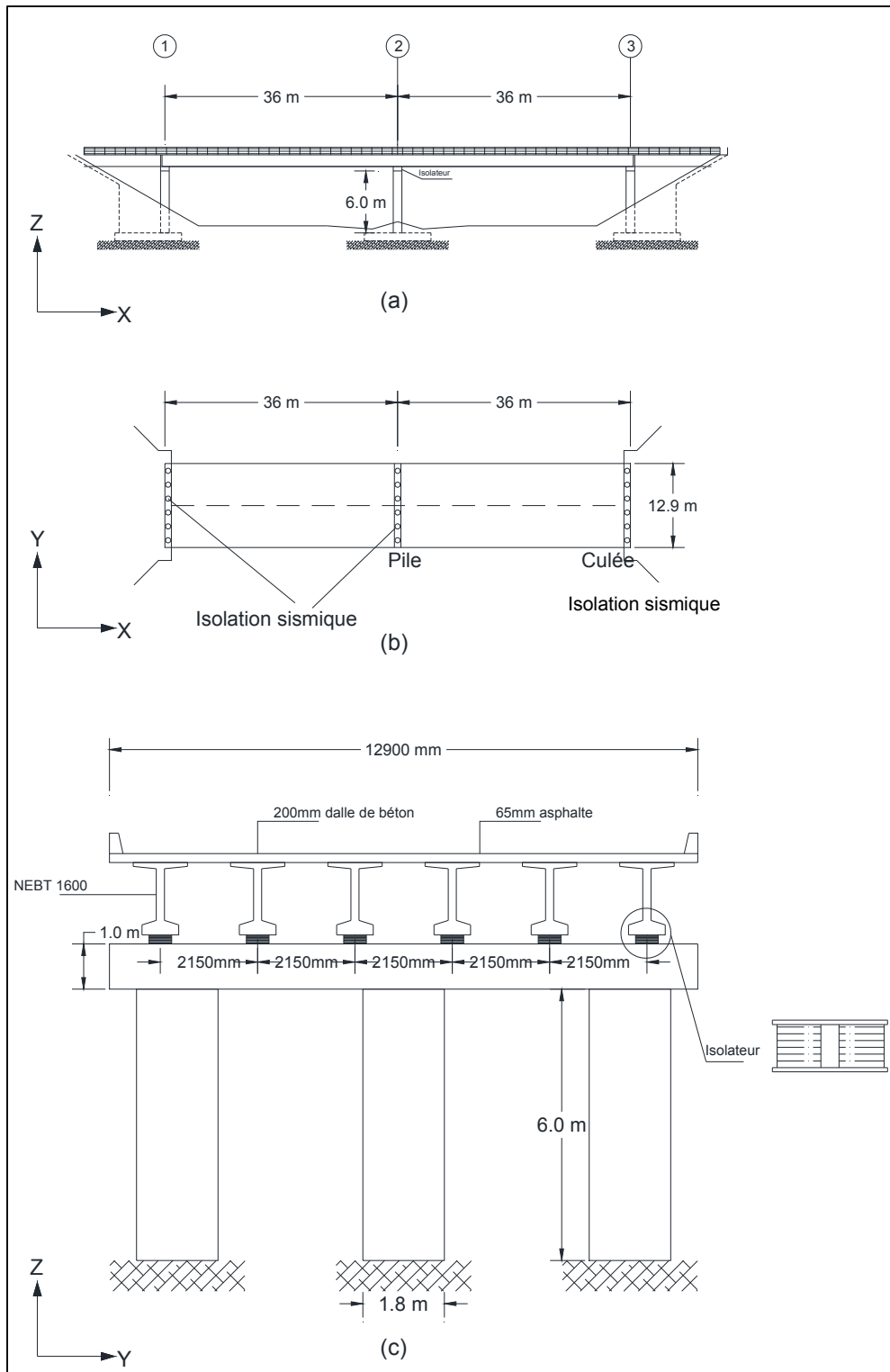


Figure 3.1 Caractéristiques géométriques du modèle du pont :
a) Vue longitudinale b) Vue en plan c) Coupe transversale

3.1.2 Modélisation du pont

Des analyses dynamiques temporelles non linéaires par intégration numérique ont été effectuées sur le modèle de pont retenu à l'aide du logiciel de calcul des structures SAP2000 (CSI 2011). À cet effet, un modèle de calcul 3D du pont a été généré à partir du module CSIBridge (CSI 2011). Les colonnes du système de pile ont été modélisées par des éléments poutres-colonnes incorporant une zone de rotule plastique pour représenter le comportement non linéaire à la base et en tête des colonnes. Il est à noter que lorsque le pont est sollicité transversalement, la rotule plastique peut se développer en tête de colonne à cause de l'effet cadre dans cette direction. Le tablier et le chevêtre du pont sont supposés avoir un comportement élastique et ont été modélisés par des éléments élastiques de type poutre-colonne. La figure 3.2 montre le modèle 3D du pont utilisé pour les analyses dynamiques.

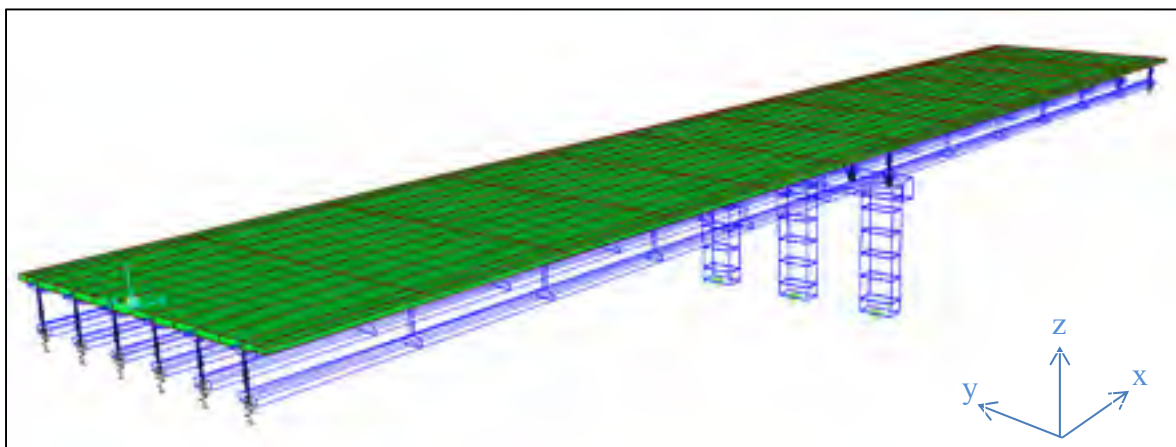


Figure 3.2 Modèle 3D du pont

3.2 Modélisation de la rotule plastique

3.2.1 Longueur de la rotule plastique

Dans la modélisation des colonnes à l'aide du logiciel de calcul de structures SAP2000, la rotule plastique concentrée a été adoptée pour représenter la zone dans laquelle la colonne se

comporte dans le domaine non linéaire. Cette zone, située à la base et en tête des colonnes s'étend sur une longueur L_p . La longueur de la rotule plastique L_p , égale à 652mm et 702mm pour les deux pourcentages d'armature longitudinale visés de 0,5% et 0,8% respectivement, a été estimée à l'aide de l'équation 3.1, (Priestley et al. 1996), tel que recommandé par Aviram et al. (2008).

$$L_p = 0.08 L + 0.022 f_y d_{bl} \geq 0.044 f_y d_{bl} \quad (f_y \text{ en MPa}) \quad (3.1)$$

Dans l'équation 3.1, L , f_y et d_{bl} représentent, respectivement, la longueur de la colonne entre la section critique et le point d'inflexion (en mm), la limite élastique des barres longitudinales (en MPa) et le diamètre des barres longitudinales (en mm).

La partie des colonnes située en dehors des zones de rotules plastiques, a été modélisée à l'aide d'éléments élastiques poutre-colonne, puisqu'on n'anticipe pas de plastification de ces parties des colonnes durant les sollicitations sismiques (Figure 3.3(a)).

3.2.2 Discrétisation de la section dans la zone de rotule plastique

Les sections rectangulaires des colonnes situées à l'intérieur des zones de rotules plastiques ont été discrétisées à l'aide d'éléments fibres. Au total, 226 fibres ont été utilisées pour modéliser le couvert de béton non confiné, le noyau du béton confiné et les barres d'armature longitudinale des sections (Figure 3.3(c)).

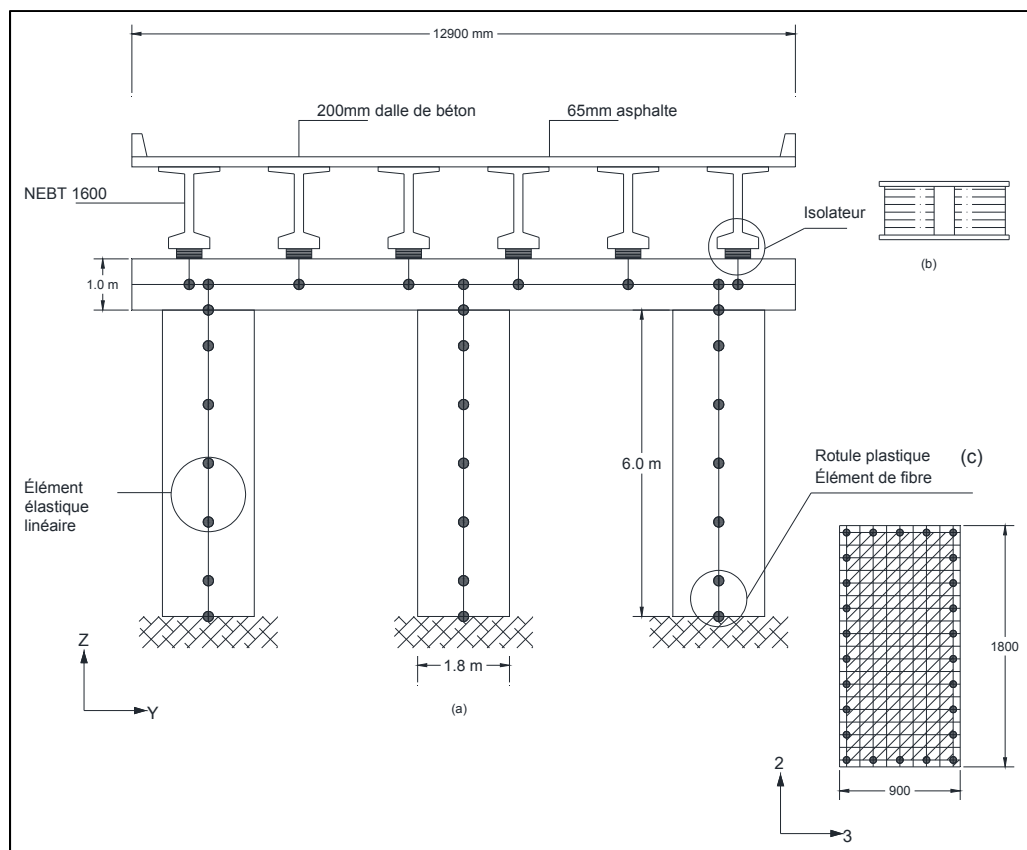


Figure 3.3 Modélisation du système de pile :
a) Colonnes et chevêtre b) Isolateur sismique c) Section

3.2.3 Lois de comportement des matériaux

L'étude du comportement sismique des piles de ponts requière une modélisation détaillée des zones de dissipation de l'énergie sismique. La discrétisation de la section par des éléments fibres permet une modélisation réaliste du béton non confiné, du béton confiné et de l'acier d'armature constituant la section transversale. Dans la modélisation par fibres, les lois de comportement du béton non confiné, du béton confiné et de l'acier d'armature sont définies par des relations contrainte-déformation (Figure 3.4).

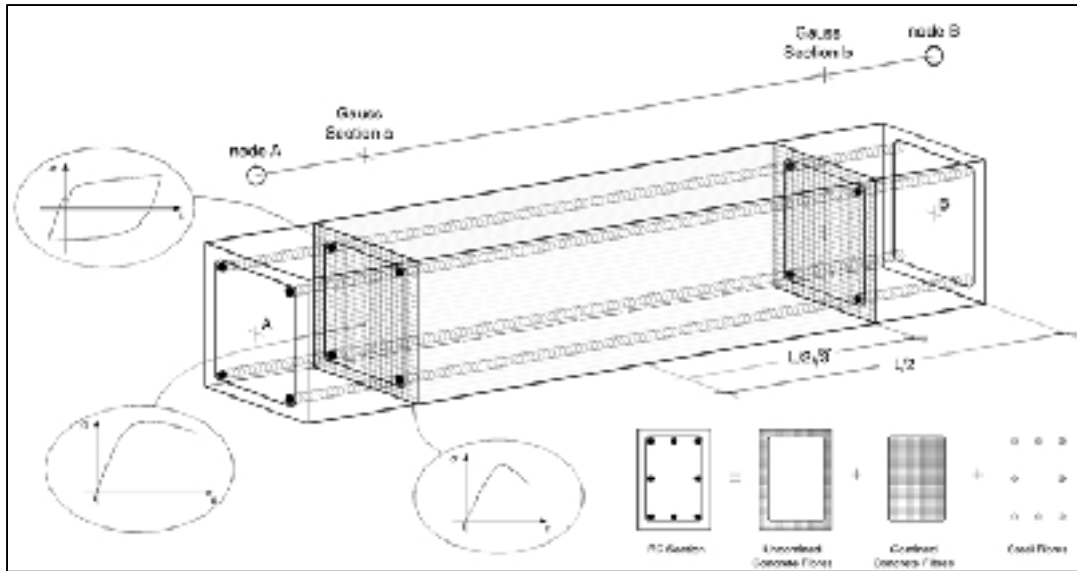


Figure 3.4 Discretisation de la section en éléments fibres
Tirée de SeismoStruct (2012)

3.2.3.1 Courbes contrainte-déformation du béton

Les lois de comportement contrainte-déformation du béton (Figure 3.5), développées par Mander et al. (1988), ont été attribuées aux fibres de béton non confiné (enrobage) et de béton confiné (noyau) situées dans les zones de rotule plastique des colonnes du modèle de pont.

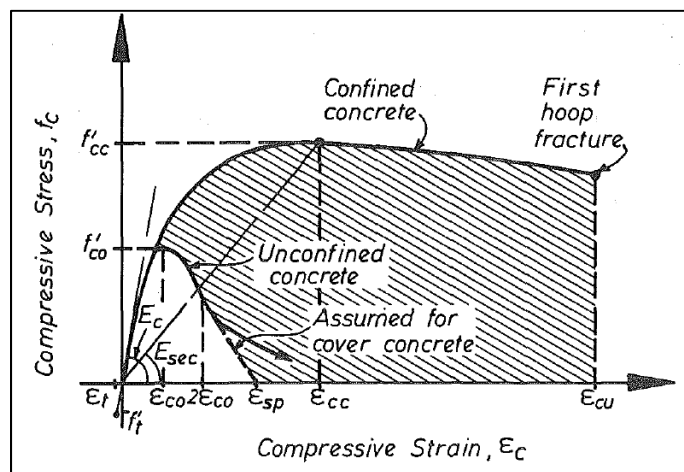


Figure 3.5 Loi de comportement des fibres de béton confiné et non confiné
Tirée de Mander et al. (1988)

Le modèle de béton non confiné est décrit par 2 parties. La première partie est représentée par une courbe parabolique ascendante jusqu'à la résistance maximale du béton en compression f'_{co} , correspondant à une déformation ϵ_{co} . La deuxième partie, décrivant le comportement du béton pour des déformations supérieures à ϵ_{co} , est constituée de 2 portions descendantes : une portion parabolique jusqu'à une déformation correspondant à $2 \times \epsilon_{co}$, suivie d'une portion linéaire jusqu'à la déformation maximale ϵ_{sp} . Le modèle du béton confiné est représenté par deux parties : une courbe ascendante jusqu'à la résistance maximale en compression du béton confiné f'_{cc} et une déformation ϵ_{cc} , et une droite descendante jusqu'à la déformation ϵ_{cu} correspondant à la rupture de la première armature transversale de confinement. Dans le modèle de béton confiné, la contrainte de compression f'_{cc} est donnée par :

$$f'_{cc} = f'_{co} \left(-1,254 + 2,254 \sqrt{1 + \frac{7,94 f'_1}{f'_{co}}} - 2 \frac{f'_1}{f'_{co}} \right) \quad (3.2)$$

avec :

$$f'_1 = f_1 k_e \quad (3.3)$$

$$k_e = \frac{\left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{(w'_i)^2}{6 b_c d_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2 b_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2 d_c} \right)}{(1 - \rho_{cc})} \quad (3.4)$$

Dans les équations 3.2 à 3.4, f'_1 est la contrainte effective de l'armature de confinement, f_1 la pression latérale due à l'acier de confinement et ρ_{cc} le rapport entre l'aire d'armature longitudinale et l'aire du noyau de béton. Les distances b_c , d_c , w'_i et s' sont définies dans la Figure 3.6.

Dans le cas des sections rectangulaires (Figure 3.6), f_1 doit être calculé dans les deux directions principales (x,y) de la section, soit :

$$f_{lx} = \rho_x f_{yh} \quad (3.5 a)$$

$$f_{ly} = \rho_y f_{yh} \quad (3.5 b)$$

Où f_{yh} est la limite élastique de l'armature transversale et ρ_x et ρ_y sont les ratios entre le volume d'armature transversale de confinement et le volume de béton confiné dans les directions x et y, respectivement. La déformation ε_{cc} , correspondant à la résistance maximale en compression du béton confiné, est donnée par :

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left(1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right) \quad (3.6)$$

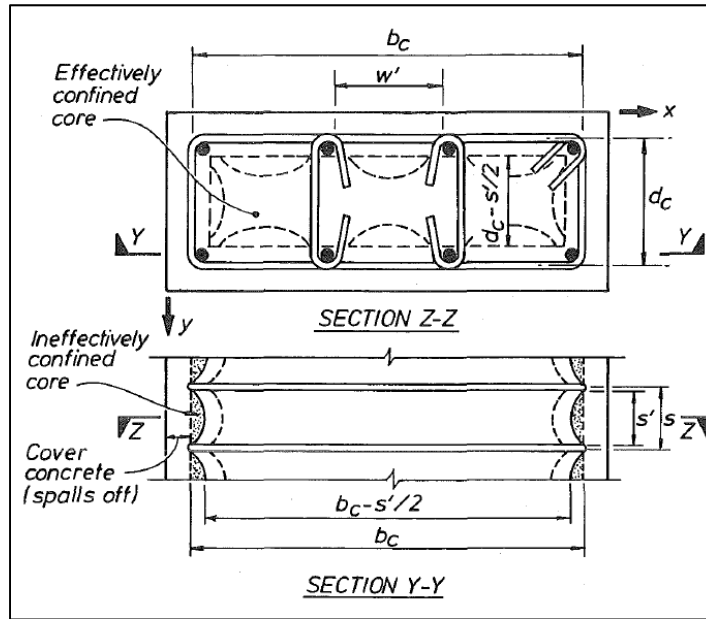


Figure 3.6 Section rectangulaire de béton confiné
Tirée de Mander et al. (1988)

Dans le modèle de Mander et al. (1988), le comportement en tension du béton est représenté par une droite jusqu'à une déformation ε_t correspondant à une contrainte maximale en traction du béton f'_t , tel qu'illustré à la Figure 3.5.

Les Tableaux 3.1 et 3.2 résument les propriétés en compression et en traction du béton non confiné et du béton confiné attribuées au modèle du projet. Les courbes contrainte-déformation correspondantes sont montrées à la Figure 3.7.

Tableau 3.1 Propriétés du béton non confiné

E_c (MPa)	f'_{co} (MPa)	ϵ_{co} ($\times 10^{-3}$ m/m)	ϵ_{sp} ($\times 10^{-3}$ m/m)	f_t (MPa)	ϵ_t ($\times 10^{-3}$ m/m)
26622	35,00	3,760	5,680	3,684	0,139

Tableau 3.2 Propriétés du béton confiné

E_c (MPa)	f'_{cc} (MPa)	ϵ_{cc} ($\times 10^{-3}$ m/m)	ϵ_{su} ($\times 10^{-3}$ m/m)	f_t (MPa)	ϵ_t ($\times 10^{-3}$ m/m)
26622	76,344	6,350	9,52	3,684	0,139

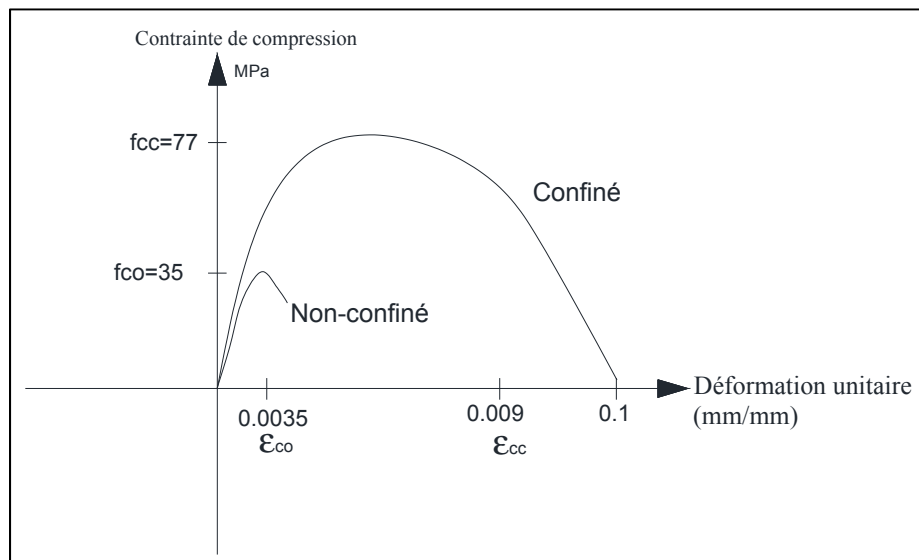


Figure 3.7 Courbes contrainte-déformation du béton non confiné et confiné

Pour ce qui est de la règle de dégradation des matériaux de béton sous le comportement cyclique, celle-ci suit le modèle de Takeda (1970), tel que suggéré dans le CSI (2011).

3.2.3.2 Courbe contrainte-déformation de l'acier d'armature

La loi de comportement contrainte-déformation de Park et al. (1986) a été adoptée pour les fibres d'armature. Le Tableau 3.3 résume les propriétés de l'acier d'armature. La courbe de comportement contrainte-déformation correspondante est montrée à la Figure 3.8.

Tableau 3.3 Propriétés de l'acier d'armature

E_s (MPa)	f_y (MPa)	ε_y (m/m)	f_u (MPa)	ε_u (m/m)
200000	400	0,002	460	0,12

On notera que le comportement “Kinematic” des fibres a été choisi dans le logiciel. Dans ce comportement la résistance de l'armature ne se dégrade pas avec le comportement cyclique de l'élément (Aviram et al. (2008)).

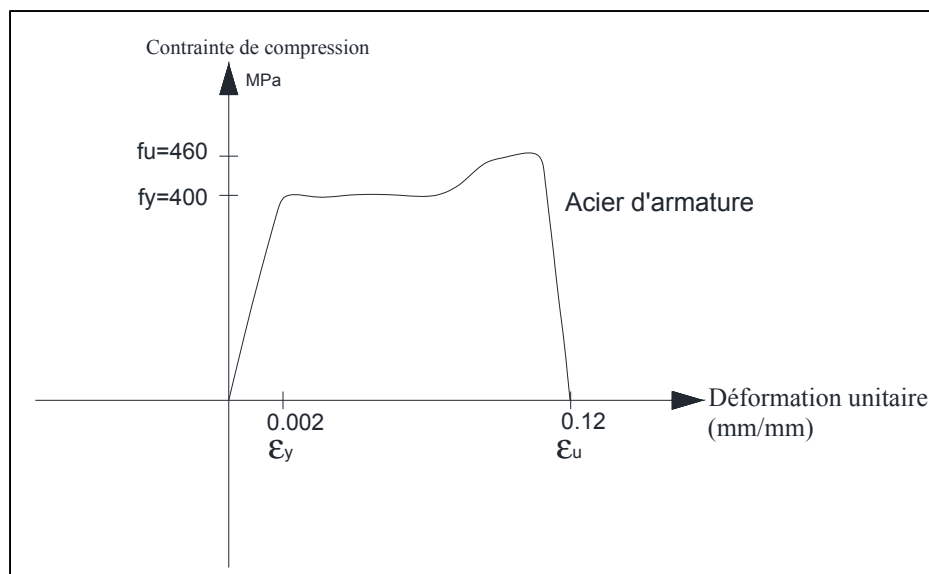


Figure 3.8 Courbe contrainte-déformation de l'acier d'armature

3.3 Modélisation du système d'isolation sismique

Le système d'isolation sismique est composé de six (6) à dix-huit (18) isolateurs (selon la variante) répartis à raison de six isolateurs par unité de fondation. Les propriétés hystérétiques des isolateurs sismiques ont été choisies de telle sorte que la période de vibration et l'amortissement du système linéaire équivalent, calculés selon les exigences du CSA-S6-14, soient respectivement de 2,0 s et 20%, pour la région de l'Est (Montréal) et 3,5 s et 20 % pour la région de l'Ouest (Vancouver). Ces valeurs sont à l'intérieur des valeurs typiques utilisées pour la conception des isolateurs sismiques au Canada.

Par ailleurs, les caractéristiques du système d'isolation sont choisies de telle sorte que le pourcentage d'acier d'armature requis selon la demande sismique pour le pont isolé dans chaque région soit égal à 0,5 %, soit le pourcentage visé pour répondre aux objectifs de l'étude. Pour ce faire la conception préliminaire du système d'isolation a été effectuée en modélisant le système linéaire équivalent et en respectant les exigences du code canadien sur les calculs des ponts routiers (CSA-S6-14). Les caractéristiques hystérétiques du système d'isolation sont présentées dans le tableau 3.4.

Tableau 3.4 Caractéristiques hystérétiques des isolateurs sismiques

	$K_{effective}$ (kN/m)	K_d (kN/m)	Q_d (kN)	K_u (kN/m)	Δ (mm)
Région de l'Est (Montréal)	15 220	9 000	250	90 000	52
Région de l'Ouest (Vancouver)	3 956	2 750	325	27 500	248

Les isolateurs sismiques ont été modélisés dans le logiciel SAP2000 à l'aide de "Link-Element" avec un comportement hystérétique d'isolateur en élastomère (CSI 2011). Le modèle hystérétique bidirectionnel adopté a un comportement bilinéaire couplé en cisaillement (Figure 3.9), basé sur le modèle de Wen (CSA 2011, Wen 1976).

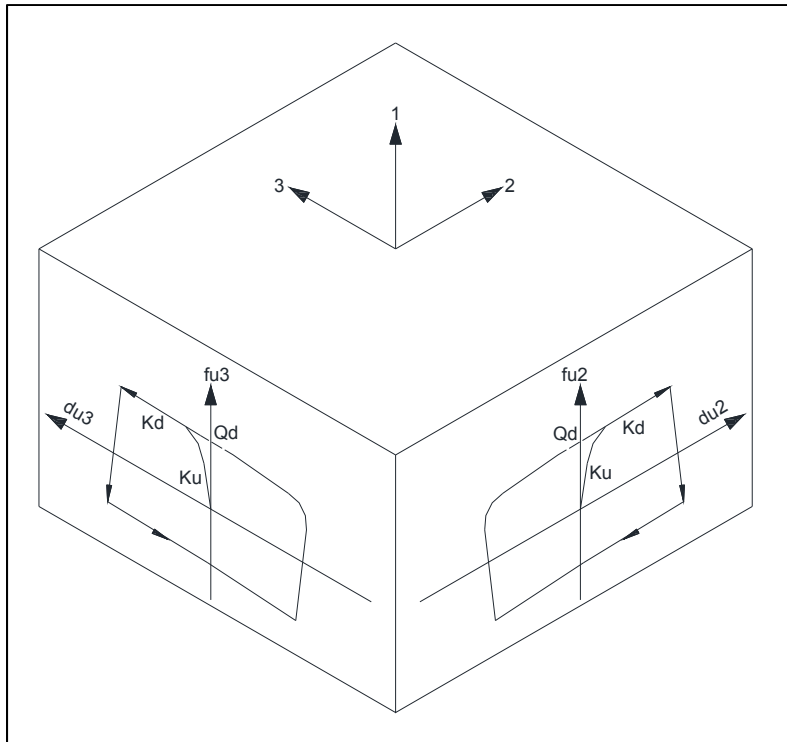


Figure 3.9 Comportement bilinéaire couplé du système d'isolation sismique
Adaptée de SAP2000 (CSI 2011)

Étant donné que les appuis supportent également les charges verticales, leurs propriétés hystérétiques pour les charges horizontales ont été, dans un calcul préliminaire, réparties proportionnellement à leurs capacités verticales, soit 50 % à la pile centrale et 25 % à chaque culée (Moradiankhabiri et al. 2015). Cette répartition implique que les appuis au niveau de la pile centrale ont une rigidité latérale post-élastique (k_d) et une résistance caractéristique initiale (Q_d) deux fois plus élevées que celles des appuis aux culées. Les isolateurs sismiques ont des caractéristiques d'hystérésis identiques dans les deux directions principales horizontales. Cependant, cette répartition du système d'isolation fait en sorte que la demande en acier d'armature longitudinale dans les colonnes de la pile centrale du pont situé dans la région de l'Est est trop faible et le comportement inélastique n'est pas observé même sous l'effet d'un séisme amplifié de 1,5. Afin d'étudier l'effet de la répartition du système d'isolation sismique sur la réponse sismique, trois cas de répartition du système d'isolation sismique ont été considérés pour le modèle de pont de la région de l'Est (Montréal). Dans le

cas du modèle de pont situé dans la région de l'Ouest (Vancouver), un seul cas de répartition du système d'isolation sismique a été considéré. Ainsi :

- dans le premier cas de pont de l'Est, la répartition du système d'isolation est proportionnelle au pourcentage de la charge morte répartie sur chaque appui, soit 50 % sur la pile et 25 % sur chaque culée. Les caractéristiques de chaque isolateur sont considérées égales dans les deux directions principales du pont.
- dans le deuxième cas de pont de l'Est, 100 % des propriétés requises pour le système d'isolation sont distribuées sur la pile dans la direction longitudinale, tandis que dans la direction transversale, la répartition est répartie proportionnellement au pourcentage de charge morte.
- dans le troisième cas de pont de l'Est, 100% des propriétés requises pour le système d'isolation sont réparties sur la pile et ce, dans les deux directions principales du pont. Les culées sont donc fixes dans la direction transversale et libre dans la direction longitudinale et ont de ce fait un comportement similaire au pont conventionnel.
- dans le cas du pont de l'Ouest, la répartition du système d'isolation sismique est proportionnelle au pourcentage de charge morte répartie sur chaque appui. Cette répartition est identique à la répartition adoptée pour le premier cas du pont de l'Est.

Le Tableau 3.5 présente un résumé des cas de répartition du système d'isolation adoptés dans le cadre de cette étude.

Tableau 3.5 Répartition du système d'isolation sismique

	Direction du pont	Culées	Pile	Période de vibration
Pont de l'Est - 1 (PE1)	Longitudinale	25 %	50 %	2,0 s
	Transversale	25 %	50 %	2,0 s
Pont de l'Est - 2 (PE2)	Longitudinale	0	100 %	2,0 s
	Transversale	25 %	50 %	2,0 s
Pont de l'Est - 3 (PE3)	Longitudinale	0	10 0%	2,0 s
	Transversale	0	100 %	0,4 s
Pont de l'Ouest - 1 (PO1)	Longitudinale	25 %	50 %	3,5 s
	Transversale	25 %	50 %	3,5 s

CHAPITRE 4

CONCEPTION DES VARIANTES DE PONTS ET PROCÉDURE D'ANALYSE TEMPORELLE NON LINÉAIRE

Ce chapitre présente la procédure et les éléments de conception sismique des piles des variantes du pont à l'étude, notamment leur modélisation et analyse sismique, les combinaisons de charge et des directions sismiques, les efforts de conception utilisés, le calcul des armatures ainsi que les propriétés et détails de renforcement des zones de rotule plastique de la pile. La dernière partie de ce chapitre présente sommairement la procédure et les paramètres utilisés pour l'analyse dynamique temporelle non linéaire pour l'évaluation de la performance sismique des variantes de ponts étudiées.

L'organigramme de la figure 4.1 résume le cheminement global du processus de conception, d'analyse sismique et de vérification de la performance sismique des variantes de ponts considérées dans la présente étude. Les deux premiers onglets font l'objet du présent chapitre alors que les trois onglets suivant sont traités aux chapitres 2, 3 et 5 dans l'ordre. Dans le présent mémoire, seule l'analyse sismique des variantes isolées à la base du modèle de pont type considéré est détaillée. En effet, dans une étude préliminaire, la performance sismique de la variante avec base fixe de ce pont a été analysée et comparée à celle de la variante isolée à la base. Les détails de cette étude préliminaire sont donnés dans Moradiankhabiri et al. (2016). Mentionnons que dans cette étude, le taux d'armature longitudinale requis dans la pile centrale du pont isolé à l'Est du Canada (Montréal) est de 0,02%, soit pratiquement nul. Ce taux est trop faible par rapport au minimum requis par le code et les armatures prévues sont pratiquement inactives lors d'un séisme. Dès lors, les résultats obtenus pour le pont isolé au site de l'est (Montréal) ne sont pas généralisables. Ils ne permettent pas ainsi d'étudier l'effet de la réduction du taux d'armatures longitudinales jusqu'à 0,5%, soit en deçà du seuil minimal de 0,8%, actuellement prescrit par le code canadien. Pour remédier à ceci, les caractéristiques du système d'isolation sismique des variantes retenues pour ce mémoire, ont été choisies de telle sorte que le pourcentage d'armatures longitudinales requis dans la pile centrale, pour répondre à la demande sismique

du pont isolé situé à Montréal, soit autour de 0,5%. Pour ce faire, trois types de répartition du système d'isolation pour le pont au site de l'est sont considérés tel que présenté au chapitre 3.

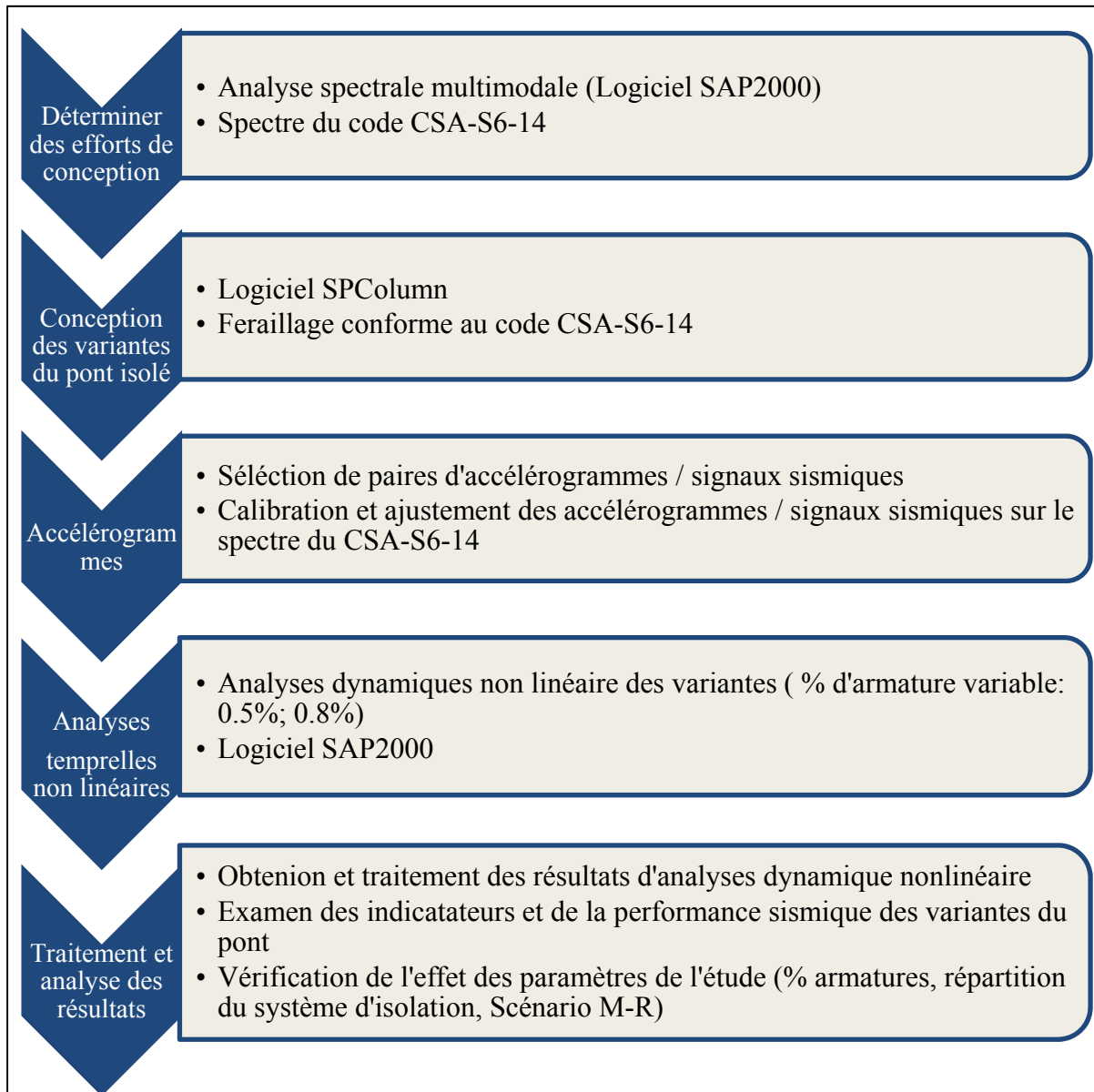


Figure 4.1 Synthèse du cheminement suivi pour la conception et la vérification de la performance sismique des ponts considérés

4.1 Procédure de conception sismique des variantes du pont

Étant donné que le comportement de la superstructure est supposé élastique, conformément aux attentes des codes de conception, seule les unités de fondation, soit la pile et les culées sont sujettes à des déformations inélastiques. Dans la suite de ce mémoire, nous supposons que les culées ont des capacités largement supérieures à la demande sismique et demeurent élastiques. Dès lors, la conception sismique du pont se résume, pour les fins de cette étude, à la conception de la pile centrale et en particulier, sa partie inférieure, siège de possibles déformations inélastiques. À noter que dans la direction longitudinale, la pile est articulée à son extrémité supérieure et de ce fait, les moments de flexion dans sa partie supérieure sont faibles et ne causent pas de déformations inélastiques.

Les dimensions de la pile et les données de la superstructure (tablier) sont initialement établies et sont maintenues invariables pour les deux sites de l'étude. Les caractéristiques hystérétiques globales du système d'isolation (Q_d et k_d) sont choisies de sorte à obtenir :

- une période effective de 2,0 sec et un amortissement équivalent de 20% pour le pont situé à l'Est (Montréal);
- une période effective de 3,5 sec et un amortissement visqueux équivalent de 20% pour le pont situé à l'Ouest (Vancouver).

Ces périodes d'isolation et ces taux d'amortissement, en plus d'être situées à l'intérieur de la fourchette de valeurs typiques de la pratique actuelle, engendrent une demande en armatures longitudinales dans la pile autour de la valeur cible de 0,5%. Les caractéristiques hystérétiques globales du système d'isolation pour chacun des sites ainsi obtenues sont présentées au chapitre 3 en suivant les recommandations de la clause 4.10.5.3 du code CSA-S6-14. Elles ont été obtenues au moyen d'analyses simplifiées dans lesquelles le pont isolé est assimilé à un système à un (1) degré de liberté dynamique en négligeant la flexibilité des piles et des culées ainsi que l'amortissement au sein de ces unités de fondation et en admettant un comportement bilinéaire pour le système d'isolation. Une fois les dimensions

de la pile et les caractéristiques du système d'isolation établies, les principales étapes suivies lors de la conception sismique de chaque variante du pont sont les suivantes :

- le pont est modélisé en 3D au moyen d'éléments poutre-colonne et d'éléments de plaques élastiques et d'éléments de lien représentant les isolateurs sismiques dans SAP2000;
- une analyse statique sous la charge permanente (D) est effectuée sur le modèle et les efforts internes correspondants dans la pile sont obtenus;
- une analyse modale est effectuée sur le modèle pour extraire les modes de vibration impliquant au moins 90% de la masse totale dans les deux directions horizontale;
- une analyse spectrale multimodale, incluant au moins 90% de la masse totale, est effectuée dans chaque direction séparément pour obtenir la demande sismique (en termes de forces internes);
- les demandes sismiques maximales, estimées par l'analyse spectrale multimodale, sont combinées entre-elles selon la règle de 30% recommandée dans le code CSA-S6-14;
- les demandes en force sismique sont ajustées au moyen du facteur de modification de force applicable pour obtenir les forces efforts sismiques de calcul; il est à noter que le facteur de modification de force, R , applicable pour tous les ponts est pris égal à l'unité et que de ce fait, les piles de pont sont conçues pour la demande sismique élastique;
- les effets de la charge morte sur la pile sont combinés aux efforts sismiques de calcul selon les combinaisons de charges du code CSA-S6-14 pour obtenir la demande totale en force sur la pile;
- le calcul des armatures longitudinales requises dans la pile est effectué, à l'aide du logiciel SP-Column, selon les prescriptions du code CSA-S6-14;
- les armatures transversales de confinement dans la zone de rotule plastique sont ensuite calculées selon les dispositions du code CSA-S6-14.

Dans les sections suivantes, les principaux aspects de la conception des piles pour les variantes des ponts isolés à la base sont présentés de manière plus détaillée. Les principaux résultats intermédiaires et finaux y sont également présentés.

4.1.1 Analyses modales

Le modèle 3D type d'une variante de pont isolé à la base est illustré à la figure 4.1. Dans ce modèle, la pile est représentée par un élément poutre-colonne ayant une inertie effective, I_e , égale à 70% de l'inertie brute de la section de béton de la pile, I_g . Les culées sont représentées par des appuis fixes, permettant la rotation. La superstructure, composée du tablier en béton et des poutres NEBT est représentée par des éléments coque assemblés à des éléments poutre. Un coefficient de poisson de 0,3 et des modules d'élasticité de 26273 MPa sont attribuées au béton de la dalle, des poutres NEBT et de la pile. Un amortissement intrinsèque de 5% est attribué au béton. Le système d'isolation est réparti sur les unités de fondation selon la variante. Il est représenté par un système linéaire équivalent avec les propriétés équivalentes calculées au déplacement de calcul obtenu par analyse simplifiée. Ceci est réalisé dans SAP2000 par l'introduction d'un élément de lien composé d'un ressort élastique et un amortissement visqueux. Ces propriétés sont introduites pour les besoins de l'analyse spectrale ainsi que l'analyse temporelle non linéaire. Les propriétés du système d'isolation sont présentées dans le chapitre 3 du mémoire.

Les modes de vibration du pont isolé sont calculés en premier lieu à l'aide du logiciel SAP2000 selon la méthode des Eigen-Vectors (CSI-2011). Les tableaux 4.1 à 4.4 présentent un résumé des douze (12) premiers modes de vibrations pour les quatre modèles de pont de l'étude. On constate que 90% de la masse totale est mobilisée par les 2 premiers modes dans la direction longitudinale et la direction transversale pour les modèles étudiés.

Tableau 4.1 Résumé des modes de vibration et masses modales (PE1)
pont isolé à la base Région de l'Est, pont isolé-1

Nombre	Mode de vibration (s)	Masse modale cumulative (%)	
		Direction longitudinale	Direction transversale
1	1,838	0,95626	0
2	1,790	0,95626	0,94585
3	1,474	0,95626	0,94585
4	0,401	0,95626	0,94585
5	0,360	0,95626	0,94585
6	0,272	0,95626	0,94585
7	0,257	0,95626	0,94586
8	0,194	1	0,94586
9	0,183	1	0,94586
10	0,162	1	0,94586
11	0,140	1	0,94586
12	0,119	1	0,94586

Tableau 4.2 Résumé des modes de vibration et masses modales (PE2)
pont isolé à la base Région de l'Est, pont isolé-2

Nombre	Mode de vibration (s)	Masse modale cumulative (%)	
		Direction longitudinale	Direction transversale
1	2,026	0,96449	0
2	1,790	0,96449	0,94585
3	1,475	0,96449	0,94585
4	0,401	0,96454	0,94585
5	0,360	0,96454	0,94585
6	0,273	0,96454	0,94585
7	0,257	0,96454	0,94586
8	0,183	0,96454	0,94586
9	0,182	1	0,94586
10	0,162	1	0,94586
11	0,140	1	0,94586
12	0,116	1	0,94586

Tableau 4.3 Résumé des modes de vibration et masses modales (PE3)
pont isolé à la base Région de l'Est, pont isolé-3

Nombre	Mode de vibration (s)	Masse modale cumulative (%)	
		Direction longitudinale	Direction transversale
1	2,026	0,96449	0
2	0,401	0,96454	1,701E-20
3	0,362	0,96454	2,106E-20
4	0,328	0,96454	0,91327
5	0,273	0,96454	0,91327
6	0,255	0,96454	0,92601
7	0,183	0,96455	0,92601
8	0,182	1	0,92601
9	0,161	1	0,92601
10	0,125	1	0,92601
11	0,116	1	0,92601
12	0,110	1	0,92601

Tableau 4.4 Résumé des modes de vibrations et la masse modale (PO1)
pont isolé à la base Région de l'Ouest, pont isolé-1

Nombre	Mode de vibration (s)	Masse modale cumulative (%)	
		Direction longitudinale	Direction transversale
1	3,497	0,94777	1,647E-18
2	3,472	0,94777	0,94463
3	2,846	0,94777	0,94463
4	0,401	0,94777	0,94463
5	0,361	0,94777	0,94463
6	0,272	0,94777	0,94463
7	0,257	0,94777	0,94464
8	0,203	1	0,94464
9	0,183	1	0,94464
10	0,162	1	0,94464
11	0,141	1	0,94464
12	0,120	1	0,94464

4.1.2 Analyses spectrales et combinaison des directions sismiques

Une analyse dynamique spectrale élastique est effectuée dans chacune des directions principales du pont, à l'aide du logiciel SAP2000, permettant d'obtenir la réponse et la demande sismique maximale associée à chaque mode, notamment au niveau de la pile centrale (Aviram et al. 2008). Les 12 premiers modes ont été utilisés, mobilisant au moins 90% de la masse dans chacune des deux directions horizontales. Le spectre de calcul du code CSA-S6-14, pour une période de retour de 2% en 50 ans, a été utilisé. Les spectres de calcul pour les sites de Montréal et Vancouver, pour un sol de classe C, ont été utilisés.

Les réponses modales maximales peuvent être combinées de différentes manières pour obtenir un estimé de la réponse globale maximale, impliquant tous les modes retenus. La combinaison quadratique complète (CQC) est la plus élaborée parmi celles disponibles dans SAP2000 (CSI 20011) et a été retenue à cet effet, tel que suggéré par Aviram et al. (2008). Les réponses sismiques maximales obtenues dans chacune des deux directions, sont ensuite combinées entre-elles selon la règle de combinaison des 30%, recommandée par le code CSA-S6-14. L'équation 4.1, ci-après, montre l'application de cette règle :

$$\begin{aligned} R &= R_1 + 0,3R_2 \\ R &= 0,3R_1 + R_2 \end{aligned} \quad (4.1)$$

Où R_1 et R_2 sont les réponses maximales obtenues sous l'action du séisme de calcul (spectre) agissant respectivement dans la direction longitudinale (1) et transversale (2) du pont. Notons que dans notre cas, les axes principaux du pont coïncident avec les axes locaux de la pile, notés x et y dans la suite. Aussi, la réponse la plus importante étant les moments de flexion dans les colonnes suivant leurs axes locaux, M_x et M_y . Ceux-ci sont obtenus à partir des résultats des analyses spectrales dans chaque direction, en remplaçant R par M_x ou M_y dans l'équation ci-dessus (i.e. : pour le moment autour de l'axe faible x - x , perpendiculaire à l'axe longitudinal du pont, on a : $M_{x-x} = M_{x1} + 0,3M_{x2}$).

4.1.3 Calcul des efforts pour la conception des piles

Une fois les efforts sismiques maximums dans la pile obtenus, ceux-ci sont combinés avec les effets des autres charges présentes (concomitantes), selon les prescriptions du code CSA-S6-14 pour les combinaisons de charges aux états limites ultimes. Dans notre cas, une seule combinaison de charge est à considérer en présence de séisme, soit la charge morte plus le séisme (1,0D+ 1,0E). Néanmoins, comme la composante verticale du séisme n'est pas incluse, celle-ci est indirectement prise en compte en pondérant la charge morte par des facteurs de pondération de charge morte maximums et minimums, tel que spécifié par le code CSA-S6-14. Ceci engendre les deux sous-combinaisons de charges suivantes, à considérer lors de la conception:

$$\begin{aligned} a) & 0,8D + E \\ b) & 1,25D + E \end{aligned} \quad (4.2)$$

D'autre part, en considérant la combinaison de l'effort sismique dans les deux directions principales du pont par la règle du 30% définie précédemment, ces deux sous combinaisons de charges résultent en les quatre (4) sous combinaisons suivantes, requises pour définir des points sur la surface de rupture minimale requise de la pile, agissant comme colonne:

$$\begin{aligned} & \left\{ \begin{array}{c} 0,8 D \\ R1 + 0,3R2 \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{c} 1,25D \\ R1 + 0,3R2 \end{array} \right\} \\ & \left\{ \begin{array}{c} 0,8D \\ 0,3R1 + R2 \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{c} 1,25D \\ 0,3R1 + R2 \end{array} \right\} \end{aligned} \quad (4.3)$$

Les efforts de conception, à savoir les moments de flexion M_x et M_y ainsi que l'effort de compression P , ainsi obtenus, pour les douze (12) colonnes des variantes du pont isolé à la base étudiées sont présentés dans les tableaux 4.5 à 4.8, ci-après.

Tableau 4.5 Efforts de conception pour les piles des variantes du pont isolé à la base (PE1)
Région de l'Est, pont isolé-PE1

Isolé- 2 s-PE1	Colonnes extérieures			Colonne intérieure		
	Mx(3-3) (kNm)	My(2-2) (kNm)	P (kN)	Mx(3-3) (kNm)	My(2-2) (kNm)	P (kN)
Charge morte	-448,12	0,00	2578,00	0,00	0,00	3339,54
Longitudinale (L)	0,00	1099,53	0,00	0,00	1130,86	0,00
Transversale (T)	579,90	0,00	183,30	699,29	0,00	0,00
Charges combinées						
0,8*D+E (100 % L + 30% T)	-184,53	1099,53	2117,39	209,79	1130,86	2664,50
1,25*D+E(100 % L + 30%T)	-386,18	1099,53	3277,49	209,79	1130,86	4163,28
0,8*D+E (30% L+ 100% T)	221,40	329,86	2245,70	699,29	339,26	2664,50
1,25*D+E (30% L+ 100% T)	19,75	329,86	3405,80	699,29	339,26	4163,28
0,8*D-E (100 % L + 30% T)	-532,47	-1099,53	2007,41	-209,79	-1130,86	2664,50
1,25*D-E (100 % L + 30%T)	-734,12	-1099,53	3167,51	-209,79	-1130,86	4163,28
0,8*D-E (30% L+ 100% T)	-938,40	-329,86	1879,10	-699,29	-339,26	2664,50
1,25*D-E (30% L+ 100% T)	-1140,05	-329,86	3039,20	-699,29	-339,26	4163,28

* Mx: Moment autour de l'axe forte x-x ; My: Moment autour de l'axe faible y-y; P: effort axial (+: compression)

Tableau 4.6 Efforts de conception pour les piles des variantes du pont isolé à la base (PE2)
Région de l'Est, pont isolé-PE2

Isolé- 2 s-PE2	Colonnes extérieures			Colonne intérieure		
	Mx(3-3) (kNm)	My(2-2) (kNm)	P (kN)	Mx(3-3) (kNm)	My(2-2) (kNm)	P (kN)
Charge morte	-448,12	0,00	2578,00	0,00	0,00	3330,62
Longitudinale (L)	0,00	1897,45	0,00	0,00	1960,90	0,00
Transversale (T)	579,90	0,00	183,30	694,74	0,00	0,00
Charges combinées						
0,8*D+E (100 % L + 30% T)	-184,53	1897,45	2117,39	208,42	1960,90	2664,50
1,25*D+E (100 % L + 30% T)	-386,18	1897,45	3277,49	208,42	1960,90	4163,28
0,8*D+E (30% L+ 100% T)	221,40	569,24	2245,70	694,74	588,27	2664,50
1,25*D+E (30% L+ 100% T)	19,75	569,24	3405,80	694,74	588,27	4163,28
0,8*D-E (100 % L + 30% T)	-532,47	-1897,45	2007,41	-208,42	-1960,90	2664,50
1,25*D-E (100 % L + 30% T)	-734,12	-1897,45	3167,51	-208,42	-1960,90	4163,28
0,8*D-E (30% L+ 100% T)	-938,40	-569,24	1879,10	-694,74	-588,27	2664,50
1,25*D-E (30% L+ 100% T)	-1140,05	-569,24	3039,20	-694,74	-588,27	4163,28

* Mx: Moment autour de l'axe forte x-x ; My: Moment autour de l'axe faible y-y; P: effort axial (+: compression)

Tableau 4.7 Efforts de conception pour les piles des variantes du pont isolé à la base (PE3)
Région de l'Est, pont isolé-PE3

Isolé- 2 s-PE3	Colonnes extérieures			Colonne intérieure		
	Mx(3-3) (kNm)	My(2-2) (kNm)	P (kN)	Mx(3-3) (kNm)	My(2-2) (kNm)	P (kN)
Charge morte	-447,10	0,00	2579,00	0,00	0,00	3265,84
Longitudinale (L)	0,00	1897,45	0,00	0,00	1960,89	0,00
Transversale (T)	287,07	0,00	219,05	4725,71	0,00	0,00
Charges combinées						
0,8*D+E (100 % L + 30% T)	-271,56	1897,45	2128,92	1417,71	1960,89	2612,67
1,25*D+E (100 % L + 30% T)	-472,75	1897,45	3289,47	1417,71	1960,89	4082,30
0,8*D+E (30% L+ 100% T)	-70,61	569,24	2282,25	4725,71	588,27	2612,67
1,25*D+E (30% L+ 100% T)	-271,81	569,24	3442,80	4725,71	588,27	4082,30
0,8*D-E (100 % L + 30% T)	-443,80	-1897,45	1997,49	-1417,71	-1960,89	2612,67
1,25*D-E (100 % L + 30% T)	-645,00	-1897,45	3158,04	-1417,71	-1960,89	4082,30
0,8*D-E (30% L+ 100% T)	-644,75	-569,24	1844,15	-4725,71	-588,27	2612,67
1,25*D-E (30% L+ 100% T)	-845,95	-569,24	3004,70	-4725,71	-588,27	4082,30

* Mx: Moment autour de l'axe forte x-x ; My: Moment autour de l'axe faible y-y; P: effort axial (+: compression)

Tableau 4.8 Efforts de conception pour les piles des variantes du pont isolé à la base (PO1)
Région de l'Ouest, pont isolé-PO1

Isolé- 3,5 s -PO1	Colonnes extérieures			Colonne intérieure		
	Mx(3-3) (kNm)	My(2-2) (kNm)	P (kN)	Mx(3-3) (kNm)	My(2-2) (kNm)	P (kN)
Charge morte	447,00	0,00	2579,00	0,00	0,00	3336,00
Longitudinale (L)	0,00	2033,50	0,00	0,00	2095,22	0,00
Transversale (T)	1033,58	0,00	327,24	1246,76	0,00	0,00
Charges combinées						
0,8*D+E (100 % L + 30% T)	667,67	2033,50	2161,37	374,03	2095,22	2668,80
1,25*D+E (100 % L + 30% T)	868,82	2033,50	3321,92	374,03	2095,22	4170,00
0,8*D+E (30% L+ 100% T)	1391,18	610,05	2390,44	1246,76	628,57	2668,80
1,25*D+E (30% L+ 100% T)	1592,33	610,05	3550,99	1246,76	628,57	4170,00
0,8*D-E (100 % L + 30% T)	47,53	-2033,50	1965,03	-374,03	-2095,22	2668,80
1,25*D-E (100 % L + 30% T)	248,68	-2033,50	3125,58	-374,03	-2095,22	4170,00
0,8*D-E (30% L+ 100% T)	-675,98	-610,05	1735,96	-1246,76	-628,57	2668,80
1,25*D-E (30% L+ 100% T)	-474,83	-610,05	2896,51	-1246,76	-628,57	4170,00

* Mx: Moment autour de l'axe forte x-x ; My: Moment autour de l'axe faible y-y; P: effort axial (+: compression)

Rappelons que les variantes des ponts à l'Est PE2 et PE3 diffèrent au niveau de la répartition du système d'isolation dans la direction transversale : le pont PE2 est isolé dans les deux directions alors que le pont PE3 est isolé dans la direction longitudinale seulement. Le pont PO1 est situé à Vancouver (Ouest) et est similaire au pont PE 1, à la différence que le système d'isolation du pont PO1 a été conçu pour une période de 3,5s alors que celui des ponts à l'Est, PE1, PE2 et PE3, ont un système d'isolation conçu pour avoir une période de 2,0 sec. Une description plus détaillée de toutes les variantes/sous variantes des ponts isolés faisant l'objet de la présente étude et dont le nombre total est de six (06) est présentée dans la dernière section de ce chapitre.

4.1.4 Calcul des armatures dans les piles

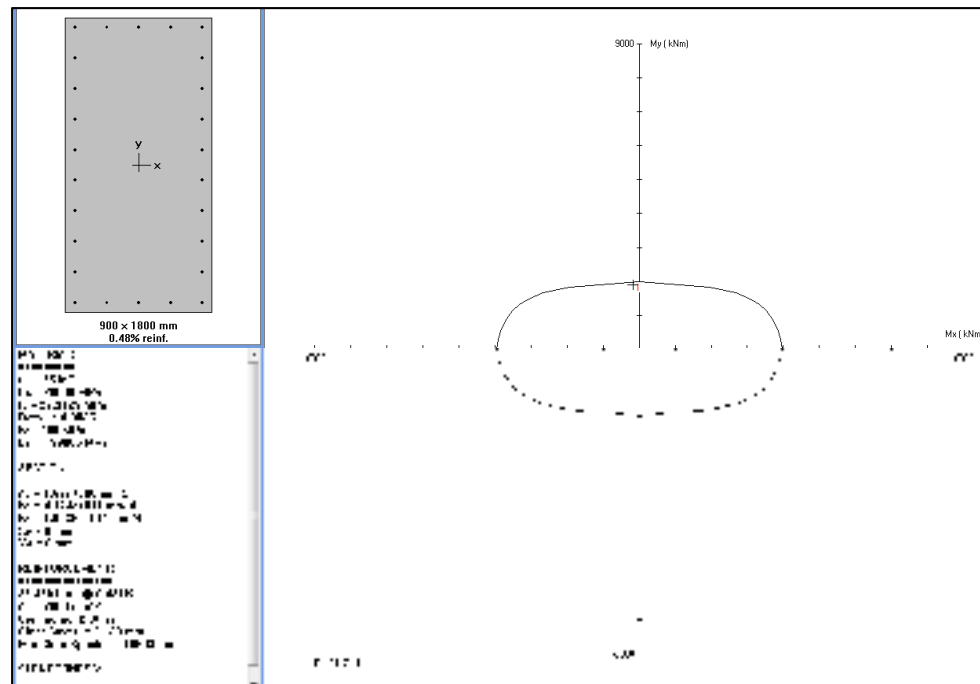
a) calcul de l'armature longitudinale

Après avoir calculé les efforts maximaux, le logiciel SpColumn (StructurePoint, 2009) a été utilisé pour déterminer la surface de rupture de la colonne (diagrammes de résistance 3D) et de calculer la quantité d'armature requise pour répondre à la demande sismique. Il est à noter que la résistance pondérée des matériaux, avec les coefficients de tenue du code CSA-S6-14 est utilisée pour le calcul de la résistance des colonnes, soit 0,75 et 0,9 pour le béton et l'acier respectivement. Le tableau 4.9 présente les pourcentages d'armatures longitudinales requis. L'enrobage du béton est fixé à 40 mm et la configuration de l'acier d'armature longitudinale est défini par le concepteur. Le logiciel SpColumn permet de vérifier la résistance de la colonne avec la demande sismique. L'objectif du projet est d'étudier la performance sismique des ponts isolés avec faible pourcentage d'armature longitudinale, dans laquelle le pourcentage d'acier d'armature requis pour répondre à la demande sismique est inférieur à la limite inférieure exigée par le code CSA-S6-14, soit 0,8%. Les résultats de la conception des ponts sont présentés dans le tableau 4.9.

Tableau 4.9 Demande en armatures longitudinales des modèles étudiés

Pont	Nom	Période (s)		ρ %
		Longitudinale	Transversale	
Pont de l'est-1	PE1	1,84	1,79	0,17
Pont de l'est-2	PE2	2,03	1,79	0,49
Pont de l'est-3	PE3	2,03	0,33	0,49
Pont de l'ouest-1	PO1	3,53	3,49	0,56

La disposition de l'armature longitudinale est choisie de telle sorte qu'elle soit conforme aux exigences de l'article 4.7.5.2.2 du code CSA-S6-14. Par exemple, la distance entre deux armatures longitudinales est maintenue inférieure à 200mm. Ainsi, une configuration avec un total de vingt-six (26) barres d'armature longitudinale est retenue pour toutes les variantes du pont à l'étude. La figure 4.2 présente, à titre d'exemple, la disposition des armatures longitudinales et une coupe dans le diagramme tridimensionnel d'interaction de la base de la pile du modèle de pont à l'Est-2, PE2.



b) calcul de l'armature transversale

Les éléments structuraux conçus pour absorber et dissiper l'énergie engendrée par les événements sismiques doivent être capables de se déformer dans le domaine inélastique. La zone de la rotule plastique, située aux extrémités des colonnes, est la zone dans laquelle le comportement inélastique est attendu. Normalement, dans une structure isolée à la base, on ne s'attend pas à des déformations inélastiques. Cependant, par mesure de prudence, le code peut exiger de détailler quand même une zone de rotule plastique. Pour ce faire, des exigences particulières doivent être respectées dans la zone de la rotule plastique, tel que prescrit par l'article 4.7.5.2.4 du code CSA-S6-14. La longueur de la zone de rotule plastique prescrite par le code CSA-S6-14 est la plus grande valeur de : (a) 450 mm; (b) $1/6^{\text{ième}}$ de la hauteur de la colonne et; (c) la plus grande dimension de la section de la colonne. Cependant, pour cette étude, comme présenté au chapitre 3, la longueur théorique de la rotule plastique est calculée selon l'équation 3.1 recommandée par Priestley et al, (1996). C'est cette longueur qui est modélisée dans le logiciel SAP2000 par des éléments fibres. Dans cette formulation, la longueur de la rotule plastique est en fonction du diamètre des barres d'armature longitudinale et de la longueur totale de la colonne. Il est donc observé que pour les différents pourcentages d'acier d'armature longitudinale, en conservant la même configuration d'armature longitudinale, le diamètre des barres ne reste pas constant. La longueur de la rotule plastique est donc variable en fonction du pourcentage d'acier d'armature longitudinale. Le tableau 4.10 montre les longueurs de la rotule plastique calculées en fonction avec différents diamètres de l'armature longitudinale.

Tableau 4.10 Longueurs de la zone de rotule plastique pour les différentes variantes

Détails de la zone de rotule plastique	ρ_{nominal} (%)	
	0,5%	0,8%
Armatures longitudinales	26-20M	26-25M
Diamètre (mm)	19,5	25,2
Longueur de la rotule (mm)	652	702

Dans la zone de la rotule plastique la configuration d'acier d'armature de confinement doit être conforme avec les exigences de l'article 4.7.5.2.5 du code CSA-S6-14. Deux exigences concernant l'espacement doivent notamment être respectées, soit :

$$A_{sh1} = 0,3 \cdot S \cdot h_c \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right)$$

$$A_{sh2} = 0,12 \cdot S \cdot h_c \frac{f'_c}{f_y} \left(0,5 + \frac{1,25 \cdot P_f}{\phi_c f'_c A_g} \right) \geq 1,0$$
(4.4)

Où :

S : Espacement des étriers (mm)

A_{sh1} : Aire totale des armatures transversales (mm²)

h_c : Dimension du noyau de poteau fretté dans la direction concernée (mm)

A_g : Aire de la section brute (mm²)

A_c : Aire du noyau de la section (mm²)

P_f : Charge axiale pondérée (N)

Comme décrit dans l'équation 4.4, l'aire de l'armature de confinement requise est fonction du pourcentage d'acier d'armature longitudinale. Pour l'étude présente, un espacement de 75 mm avec 6 et 3 brins d'acier de confinement dans les deux directions de la section du béton, tel que montré sur la figure 4.3 ci-après, a été retenu. Cette disposition est conforme avec le code et est appliquée à toutes les piles des ponts étudiés.

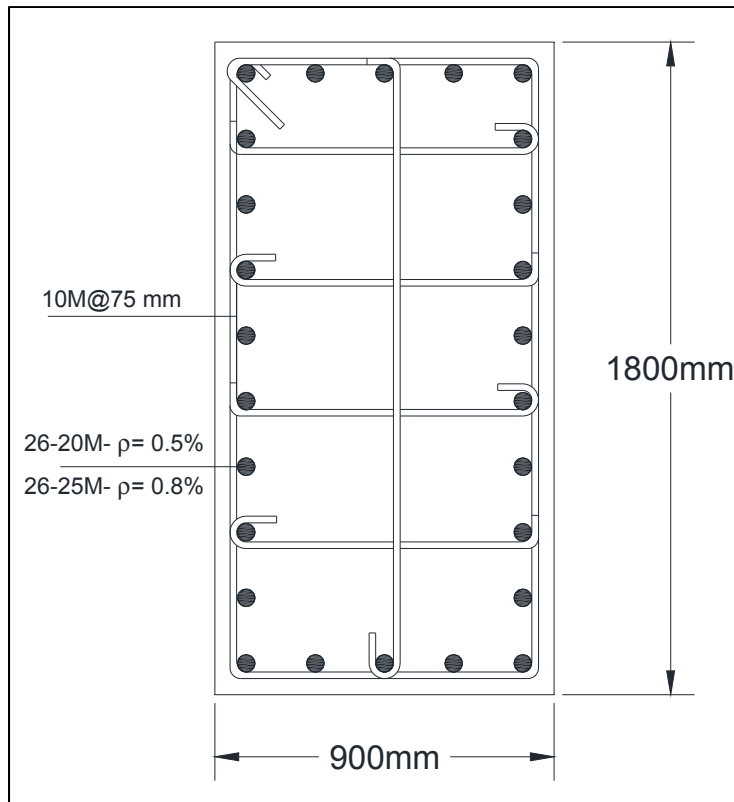


Figure 4.3 Configuration d'acier d'armature de confinement

4.2 Analyses temporelles non linéaires : Modèles étudiés et paramètres

Afin d'évaluer la performance sismique des variantes du pont étudié, une série d'analyses dynamiques temporelles non linéaires a été effectuée sur chacune, utilisant les accélérogrammes et le modèle structural raffiné définis respectivement aux chapitres 2 et 3. Rappelons que le modèle de comportement contrainte-déformation choisi pour le béton est celui de Mander et al. (1988) et que celui retenu pour l'acier d'armature longitudinale est celui de Park et al. (1988). Il est important de mentionner que lors des analyses temporelles non linéaires, les résistances nominales du béton et de l'acier sont considérées, tel que suggéré par le code CSA-S6-14.

Deux pourcentages d'acier d'armatures sont choisis pour l'analyse temporelle non linéaire, soit le pourcentage d'acier d'armature requis selon la demande sismique et le pourcentage d'acier d'armatures minimum exigé par le CSA-S6-14. Parmi les différents scénarios de

répartition du système d'isolation sismique, le premier modèle n'est pas utilisé dans l'analyse transitoire, car d'après les résultats de l'étude préliminaire, dans le cas où le pourcentage d'acier d'armature requis est trop bas, la zone de rotule plastique reste dans le domaine élastique même avec le séisme de l'intensité 1,5 (Moradiankhabiri et al. 2016). Les différentes variantes des modèles de ponts étudiés sont montrées dans le tableau 4.11.

Tableau 4.11 Résumé des modèles de l'étude

Pont isolé	Nom	ρ %	Description
Pont de l'Est-2	PE2-1	0,5	Pourcentage d'armature requis selon la demande sismique
	PE2-2	0,8	Pourcentage d'acier minimum préconisé par CSA-S6-14
Pont de l'Est-3	PE3-1	0,5	Pourcentage d'armature requis selon la demande sismique
	PE3-2	0,8	Pourcentage d'acier minimum préconisé par CSA-S6-14
Pont de l'Ouest-1	PO1-1	0,5	Pourcentage d'armature requis selon la demande sismique
	PO1-2	0,8	Pourcentage d'acier minimum préconisé par CSA-S6-14

Comme il est mentionné dans le chapitre 3 du mémoire, dans l'analyse temporelle non linéaire trois groupes de séismes historiques et synthétiques avec deux différents scénarios magnitude-distance M-R sont appliqués sur chaque modèle. L'approche d'intégration directe des équations de mouvement a été adoptée dans les analyses temporelles non linéaires effectuées. L'algorithme d'intégration de Newmark-Béta avec les paramètres $\alpha = \frac{1}{2}$ et $\beta = \frac{1}{4}$ a été appliqué dans ces analyses (Chopra 2011, CSI 2011, Aviram 2008). Le pas de temps utilisé pour l'analyse temporelle est de 0,005s. Une étude de sensibilité de la solution a été effectuée afin de valider le pas de temps choisi. Le résultat obtenu pour le pas de temps de 0,01s est comparé avec celui de 0,005s pour tous les modèles et sous un séisme choisi. La

différence entre les résultats obtenus est très minime. Le pas de temps de 0,005s est donc choisi pour les analyses temporelles non linéaires.

Entre autres résultats, les déformations au niveau des fibres de béton confiné et non confiné et au niveau des armatures longitudinales, dans la zone de rotule plastique et ainsi que leurs variations dans le temps sont obtenus pour chaque variante et pour chaque évènement sismique. Il en est de même pour les déformations au niveau des unités d'isolation sismique.

CHAPITRE 5

RÉSULTATS ET DISCUSSION

Ce chapitre présente une synthèse et une discussion des principaux résultats des analyses dynamiques temporelles non linéaires. L'objectif de ces analyses est d'étudier le comportement et la performance sismique de variantes d'un pont typique isolé à la base ayant un faible taux d'armatures longitudinales et ce pour les deux régions sismiques de l'Est et l'Ouest du Canada. Comme présenté dans le chapitre précédent, plusieurs variantes d'un pont de base sont étudiées avec comme paramètres principaux le taux d'armatures longitudinales dans la pile multi-colonnes ainsi que la répartition du système d'isolation et la zone sismique. Le tableau 5.1 résume les paramètres des six variantes étudiées.

Tableau 5.1 Variantes étudiées pour trois modèles

Pont isolé	Répartition de l'isolation sismique				Période (T ₁)	Nom	ρ %
	Culées		Pile				
	Long	Trans	Long	Trans			
Pont de l'Est-2	libre	25%	100%	50%	2,0 s	PE2-1	0,5
					2,0 s	PE2-2	0,8
Pont de l'Est-3	libre	Fixe	100%	100%	2,0 s	PE3-1	0,5
					0,4 s	PE3-2	0,8
Pont de l'Ouest-1	25%	25%	50%	50%	3,5 s	PO1-1	0,5
					3,5 s	PO1-2	0,8

Ces variantes sont soumises à des accélérogrammes bidirectionnels d'origine historique et synthétique, calibrés sur les spectres de calcul pour les localités de Montréal et Vancouver. Ainsi, pour pouvoir juger du comportement sismique et classer la performance sismique des différentes variantes, les résultats des analyses dynamiques sont examinés et discutés notamment en termes de paramètres reliés aux indicateurs de performance sismique et de la

sévérité des dommages subis par la pile centrale du pont. Le résumé des critères de performance du code Canadien de ponts CSA-S6-14 sont présentés dans le tableau 5.2.

Tableau 5.2 Niveaux de performance/dommage, selon le code CSA-S6-14

Service	Dommages	Déformation du béton	Déformation de l'acier
Immédiat	mineures	Inférieur à 0,004	Inférieur à la limite d'élasticité : ϵ_y
Limité	Réparables	Dommages modérés	Inférieur à 0,015
Interrompu	Importantes	Éclatement de l'enrobage Pas d'écrasement de noyau	Inférieure à 0,05

Nous retenons à cet effet, la déformation maximale dans les fibres d'acier longitudinal et dans les fibres du béton confiné et non confiné à la base de la pile ainsi que les déplacements maximaux et résiduels au sein des appuis composant le système d'isolation sismique. Les moments de flexion bi-axiale à la base des colonnes extérieures formant la pile centrale, sont également étudiés afin de vérifier les niveaux de sollicitation et demandes en force sismique versus la capacité des colonnes et ce sous chaque groupe de séismes appliqués.

5.1 Étude préliminaire

Dans une étude préliminaire, le comportement sismique de modèles du même pont sous étude pour des conceptions conventionnelles, en tant que pont de secours (essentiel), et isolées à la base munis des pourcentages d'armatures longitudinales requis et minimum prescrits par le CSA-S6-14 ont été examinés. Ces variantes de ponts ont été soumises à des enregistrements historiques bidirectionnels, calibrés sur le spectre du séisme de calcul du code national du bâtiment 2010 (CNB 2010) pour une probabilité de dépassement de 2% en 50 ans pour les deux sites de Montréal et Vancouver. Le recours au spectre du CNB 2010 a été motivé d'une part par le fait que le spectre du CSA-S6-06 était jugé non représentatif de la sismicité du Canada et d'autre part par le fait que le spectre du code CSA-S6-14 (idem à celui du CNB 2015) n'était pas encore disponible. Afin d'explorer les réserves en résistance

et le risque de plastification à la base des colonnes de la pile, ces analyses ont été répétées sous une intensité de séisme de 1,5 fois celle du séisme de calcul. Les déformations des fibres à l'intérieur de la rotule plastique, les déplacements à la tête des colonnes et les déformations des appuis isolateurs ont été étudiés (Moradiankhabiri et al. 2016, Voir annexe III). La performance sismique des variantes du pont ainsi que les niveaux de dommages ont été étudiés également. À noter que dans cette étude préliminaire, le spectre cible ainsi que la méthode de calibration sur celui-ci diffèrent de ceux de la présente étude. Néanmoins, nous jugeons que malgré ces écarts, les principaux résultats et conclusions obtenus lors de l'étude préliminaire demeurent valables et nous en rappelons les points saillant selon le contexte, à titre de complément à ceux de la présente étude.

5.2 Moments de flexion bi-axiale sous charges sismiques

L'élément critique au sein de la conception sismique du pont sous étude, est la pile centrale composée de trois colonnes formant un cadre rigide dans la direction transversale du pont. Les zones critiques au sein des colonnes de cette pile sont leurs parties inférieures, lesquelles peuvent subir des déformations inélastiques suite au dépassement de leurs résistances élastiques. De plus, étant donné l'élancement des colonnes formant la pile et le fait qu'elles soient faiblement armées, il est facile de vérifier que leurs capacités en cisaillement ne posent pas de problème et que leurs comportements sont dominés par la flexion. Dès lors, les moments de flexion bidirectionnels à la base des colonnes formant la pile constituent le paramètre de choix permettant de mesurer la demande sismique en force versus la capacité de la pile.

Les figures 5.1 à 5.6 montrent les moments de flexion bidirectionnels à la base de la colonne d'extrémité des piles des différentes variantes du pont isolé à la base sous étude. Pour chaque variante, ces moments sont superposés aux capacités pondérées de la colonne, soit les diagrammes d'interaction (M-P) calculés sous une charge axiale moyenne égale à celle causée par la charge permanente plus au moins la charge axiale du séisme due à l'effet cadre. Comme pour les colonnes d'extrémités, la charge axiale varie lors de la sollicitation sismique

à cause de l'effet portique, la capacité réelle de ces colonnes varie avec le niveau de charge axiale à l'instant considéré. Dès lors, pour ces colonnes, nous présentons, en plus, les limites inférieures et supérieures des diagrammes de capacité (M-P) calculées avec la charge axiale minimale et maximale respectivement. Sur chaque figure, ces résultats sont regroupés en trois groupes: a) la réponse sous les signaux provenant de tremblements de terre historiques; b) la réponse sous les séismes synthétiques M-R scénario 1, à savoir les enregistrements de Magnitude 6 (M6) et; c) la réponse sous les séismes synthétiques M-R scénario 2, soit les enregistrements M7.

Selon la figure 5.1, pour le pont PE2-2, isolé dans les deux directions avec un taux d'armatures de 0,8%, toutes les demandes en moments de flexion, sont inférieures à la capacité pondérée de la colonne la plus sollicitée. Ceci démontre que les colonnes de la pile restent dans le domaine élastique même en présence de propriétés de matériaux réduites par les coefficients de pondération du code. Sur la figure 5.2, pour le même pont mais avec un taux d'armatures de 0,5% (PE2-1), égal pratiquement à la demande sismique, on constate que la réduction du taux d'armatures longitudinales amène une réduction logique dans la capacité de la colonne en flexion dans les deux directions, alors que la demande sismique est demeurée pratiquement inchangée. Il en a résulté que la demande sismique en termes de moments de flexion à la base est plus proche de la capacité de la colonne. Cependant, cette demande demeure généralement inférieure à la capacité pondérée de la colonne avec une très brève intrusion dans le domaine inélastique, sous les séismes artificiels M-7. Dans ce cas-ci, la réduction du taux d'acier à un taux de 0,5%, égal à la demande mais inférieur au taux minimal spécifié par le code S6-14, amène une réduction dans la marge de résistance des colonnes mais ne semble pas, à priori, compromettre le comportement sismique de la pile, lequel demeure essentiellement élastique. Des vérifications additionnelles, notamment au niveau de la déformation des fibres, s'imposent pour conclure sur la nature de performance sismique de ce pont avec les deux taux d'armatures longitudinales étudiés.

Les figures 5.3 et 5.4 montrent les moments de flexion bidirectionnels à la base de la colonne d'extrémité de la pile du pont isolé 3 de l'Est (PE3). Ce pont diffère du pont PE2 du fait qu'il est isolé à la base dans la direction longitudinale seulement. Les résultats obtenus pour ce pont en termes de comparaison de la demande sismique à la capacité de la colonne sont dans l'ensemble similaires à ceux du pont PE2. Pour un taux d'armatures longitudinales égal au minimum du code et bien supérieure à la demande, le comportement de la colonne est élastique et la demande demeure bien en deçà de la capacité pondérée de celle-ci. Pour un taux d'armatures longitudinales de 0,5%, égal à la demande sismique mais inférieur au minimum du code, nous obtenons un comportement essentiellement élastique avec une très brève incursion dans le domaine inélastique alors que le moment de flexion maximum autour de l'axe faible, dépasse momentanément la capacité de la colonne sous les séismes artificiels M-7, causant sa plastification.

En comparant la demande sismique pour les deux ponts PE2 et PE3 pour les trois groupes de séismes, nous constatons que l'allure des courbes de la demande change considérablement. En effet, la demande en flexion dans la direction transversale autour de l'axe fort x-x est nettement plus importante. En termes de valeurs maximales, les moments de flexion transversale sont plus élevés de ± 25 à $\pm 100\%$. Cette augmentation de la demande est attribuée au fait que le pont n'est pas isolé dans cette direction et attire des forces sismiques plus élevées. Le changement d'allure du diagramme de la demande s'explique par le fait que le système du pont isolé, dans sa globalité, est non linéaire et par conséquent il n'y a pas de proportionnalité entre les deux diagrammes de la demande sismique en force (moments de flexion à la base de la pile centrale). En effet le système global est non linéaire parce que même si les piles demeurent élastiques pour les deux ponts, les isolateurs sismiques ont un comportement non linéaire.

Finalement nous constatons que la demande sismique, en termes de valeurs maximales, dans la direction longitudinale est restée pratiquement identique pour les deux ponts, indiquant le faible couplage entre la demande sismique transversale et longitudinale.

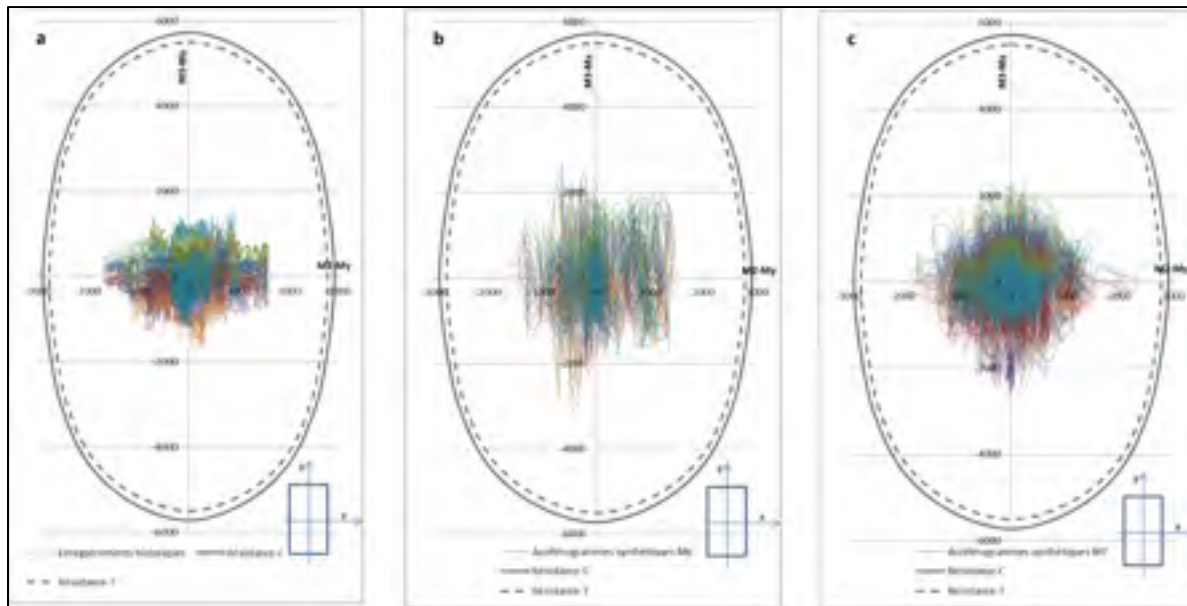


Figure 5.1 Moments bidirectionnels à la base de la colonne d'extrémité du pont PE2-2 armatures longitudinales de 0,8% a) Enregistrement historiques b) Accélérogrammes M6 c) Accélérogrammes M7

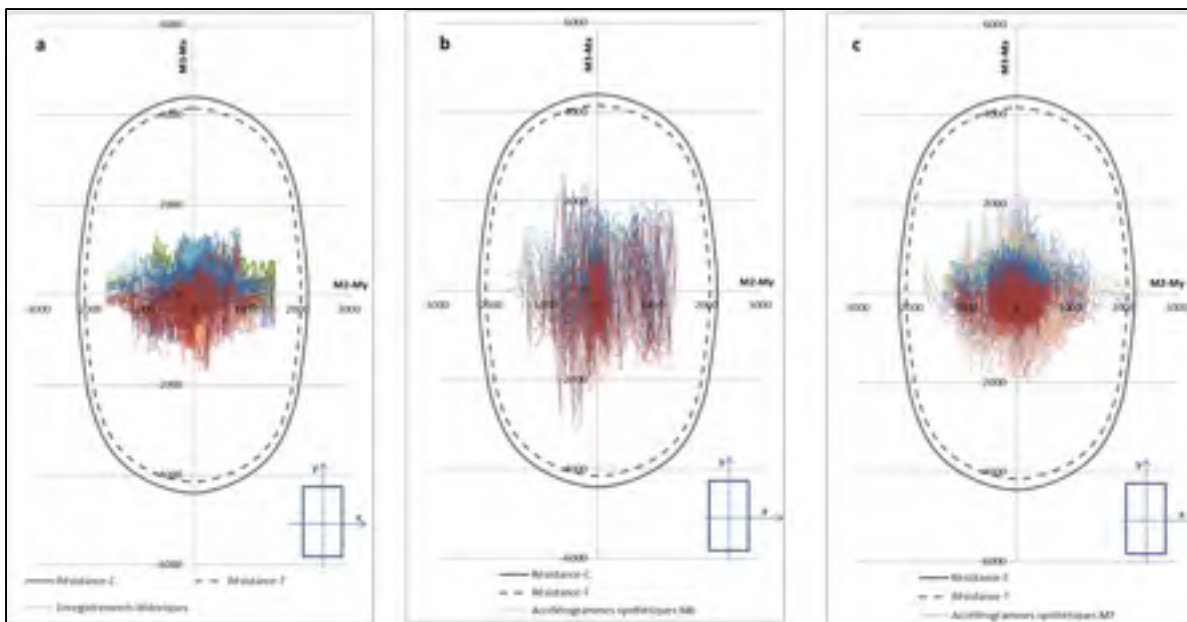


Figure 5.2 Moments bidirectionnels à la base de la colonne d'extrémité du pont PE2-1 armatures longitudinales de 0,5% a) Enregistrement historiques b) Accélérogrammes M6 c) Accélérogrammes M7

* Résistance-C : Résistance de la colonne pour la charge morte plus la charge de séisme dû à l'effet de portique
 * Résistance-T : Résistance de la colonne pour la charge morte moins la charge de séisme dû à l'effet de portique

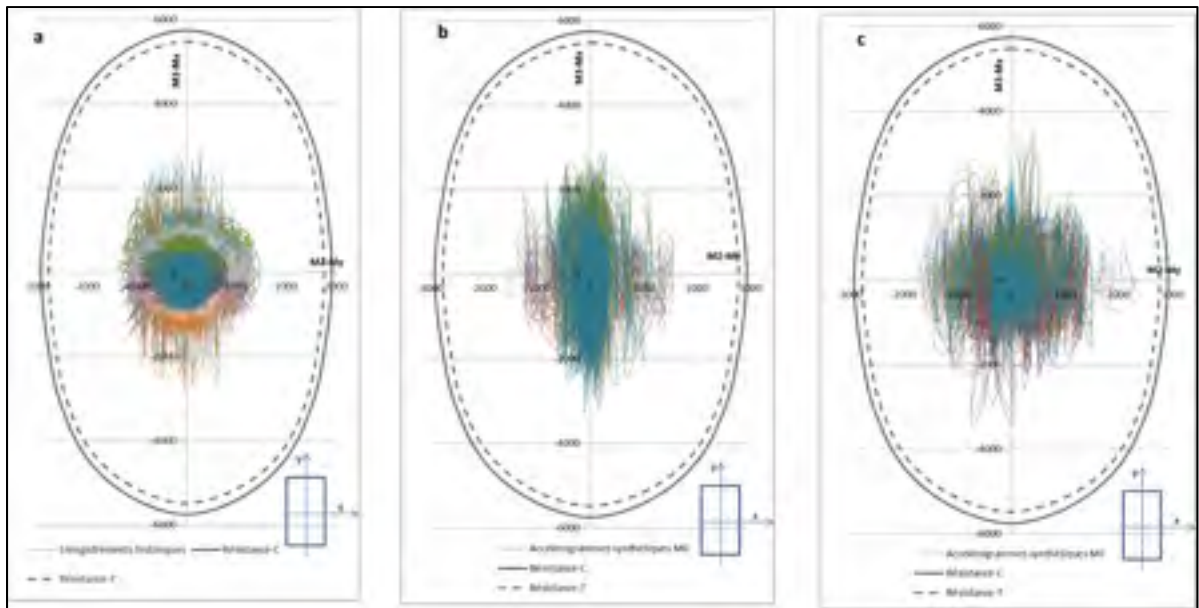


Figure 5.3 Moments bidirectionnels à la base de la colonne d'extrémité du pont PE3-2 armatures longitudinales de 0,8% a) Enregistrement historiques b) Accélérogrammes M6 c) Accélérogrammes M7

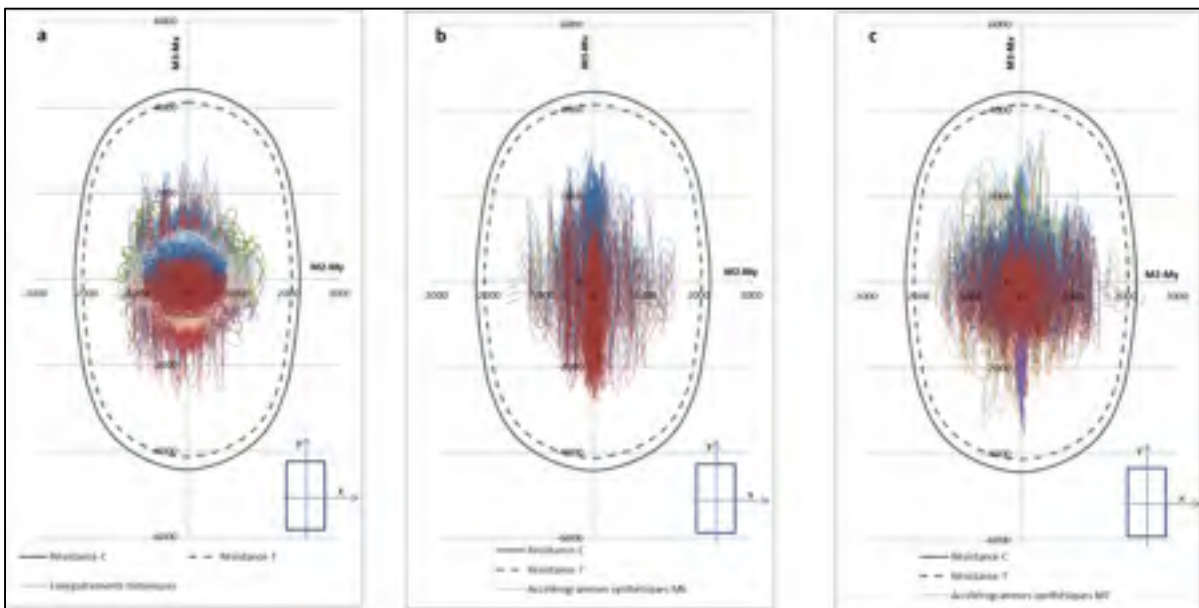


Figure 5.4 Moments bidirectionnels à la base de la colonne d'extrémité du pont PE3-1 armatures longitudinales de 0,5% a) Enregistrement historiques b) Accélérogrammes M6 c) Accélérogrammes M7

* Résistance-C : Résistance de la colonne pour la charge morte plus la charge de séisme dû à l'effet de portique

* Résistance-T : Résistance de la colonne pour la charge morte moins la charge de séisme dû à l'effet de portique

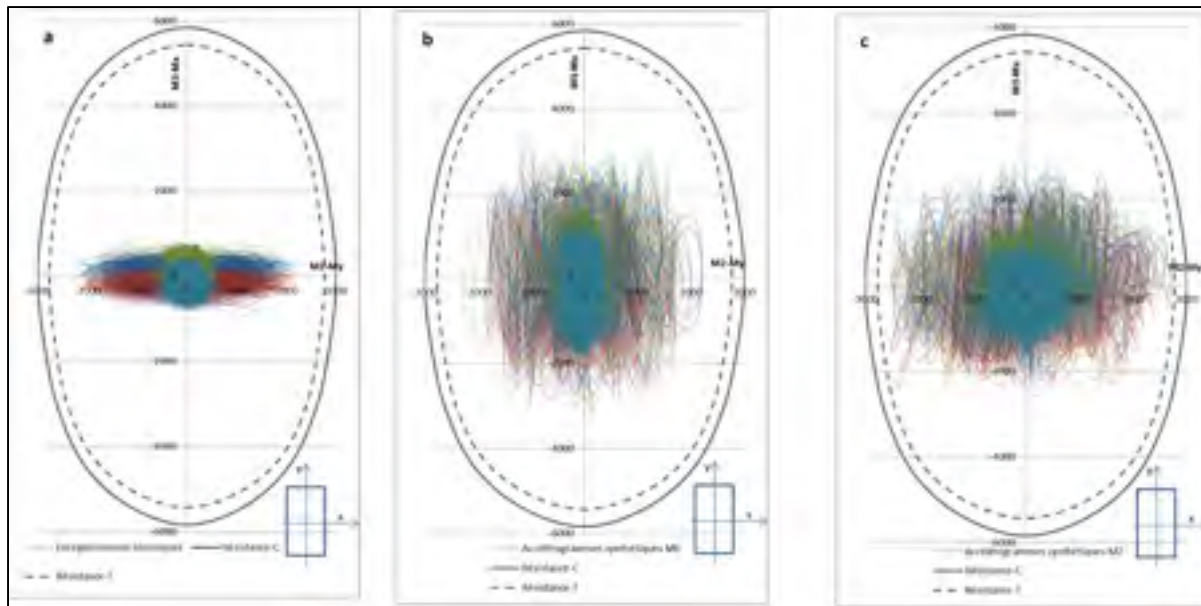


Figure 5.5 Moments bidirectionnels à la base de la colonne d'extrémité du pont PO1-2 armatures longitudinales de 0,8% a) Enregistrement historiques b) Accélérogrammes M6 c) Accélérogrammes M7

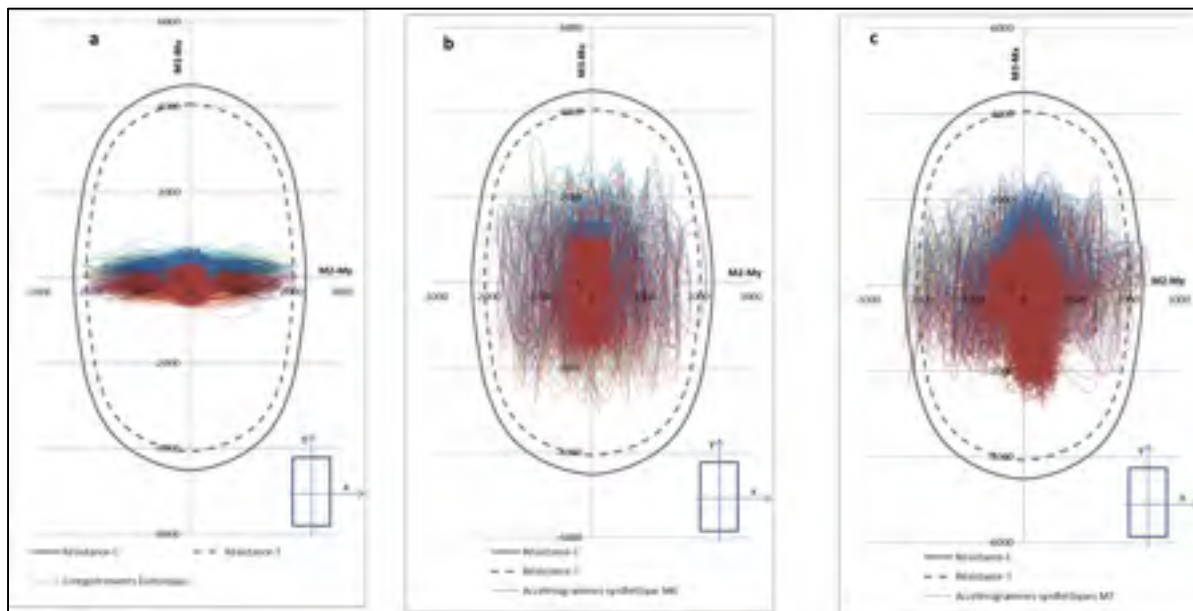


Figure 5.6 Moments bidirectionnels à la base de la colonne d'extrémité du pont PO1-1 armatures longitudinales de 0,5% a) Enregistrement historiques b) Accélérogrammes M6 c) Accélérogrammes M7

* Résistance-C : Résistance de la colonne pour la charge morte plus la charge de séisme dû à l'effet de portique

* Résistance-T : Résistance de la colonne pour la charge morte moins la charge de séisme dû à l'effet de portique

Les résultats des moments bidirectionnels dans la région de l'Ouest (figures 5.5 et 5.6) montrent que les enregistrements des séismes synthétiques du scénario 2 (artificiels M7) représentent les enregistrements les plus critiques, occasionnant les plus fortes demandes en force, parmi les trois groupes d'enregistrements. Aussi, il est observé que la demande en moment est plus importante dans la région de l'Ouest en comparaison avec les deux modèles de l'Est. Donc malgré une période plus élevée dans le modèle de l'Ouest ($T_e=3,5s$ vs $2,0s$), les moments de flexion maximums à la base de la pile sont plus élevés et plus proches de la capacité de la colonne. Un comportement élastique avec des incursions inélastiques plus significatives est observé dans le modèle de la colonne avec 0,5% d'acier d'armatures sous les séismes synthétiques de scénario 2 (M7).

L'observation générale qu'on peut tirer des résultats présentés ci-dessus est que la diminution du pourcentage d'armatures de 0,8% à 0,5% affecte très peu la demande sismique, laquelle demeure pratiquement inchangée. Cette réduction a comme conséquence de réduire la marge de résistance de la pile (disponible avant la plastification de la pile). Néanmoins, pour autant que l'armature fournie demeure supérieure à la quantité requise, le comportement sismique, semble demeurer conforme aux attentes du code pour un pont essentiel à savoir un comportement essentiellement élastique. Les résultats présentés dans les sections suivantes visent à vérifier le type de performance sismique des différentes variantes de pont étudiées.

5.3 Historiques des réponses sismiques et courbes d'hystérésis

Au total, six (06) modèles de pont isolés à la base et identifiés ci-haut, sont soumis à trois groupes d'enregistrements sismiques : historiques, artificiels M6 et artificiels M7. Pour chaque modèle de pont sous chaque événement sismique d'un groupe d'enregistrement sismique donné, la réponse dans le temps est examinée et les déformations maximales des fibres du béton non confiné, du béton confiné et de l'acier d'armatures pour les trois colonnes composant la pile sont extraites. La figure 5.7 montre à titre d'exemple les historiques de

déformations pour les fibres de béton non confiné, du béton confiné et d'armatures longitudinales de la colonne extérieure du modèle PE2 Sous le séisme artificiel E6A.

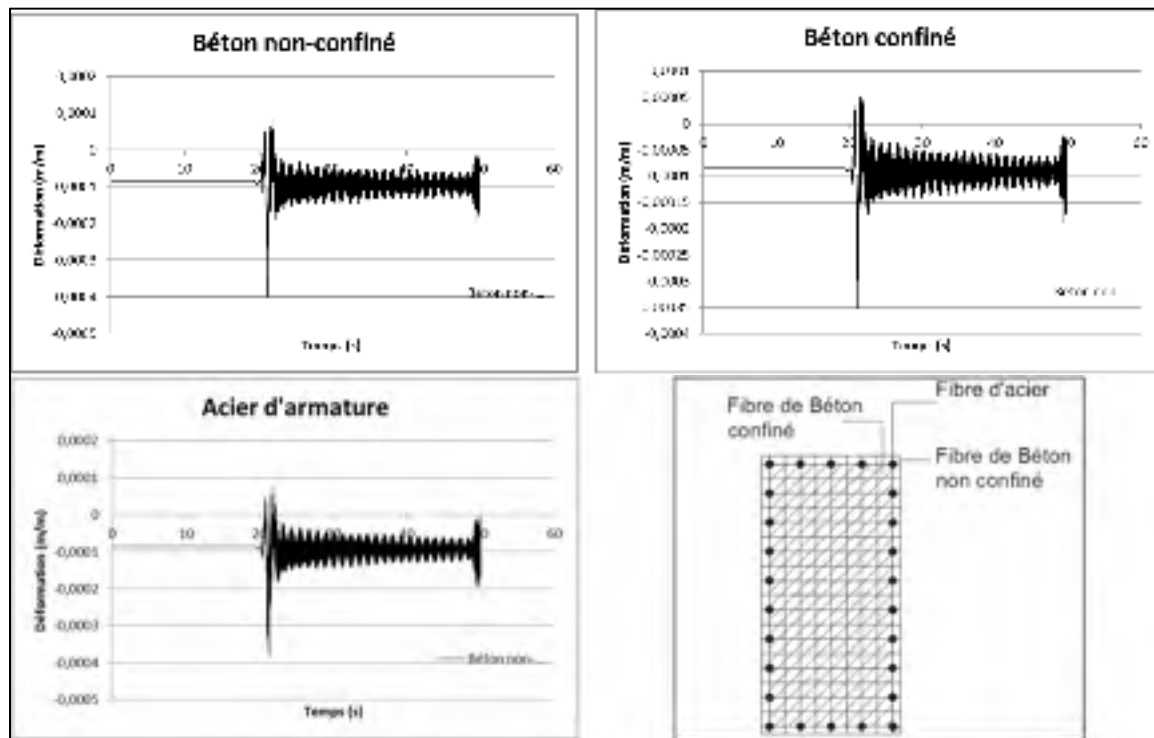


Figure 5.7 Historique de déformation des fibres-modèle PE2-1 - Accélérogramme E6A

L'historique de la réponse sismique est également examiné en termes de comportement hystérétique des différents matériaux afin de nous assurer du bon comportement du modèle et de la cohérence des résultats. Ainsi, la figure 5.8 montre les réponses sous forme d'hystérésis des fibres de béton et d'armatures longitudinales dont les historiques de réponse sont illustrés ci-haut, à la figure 5.7.

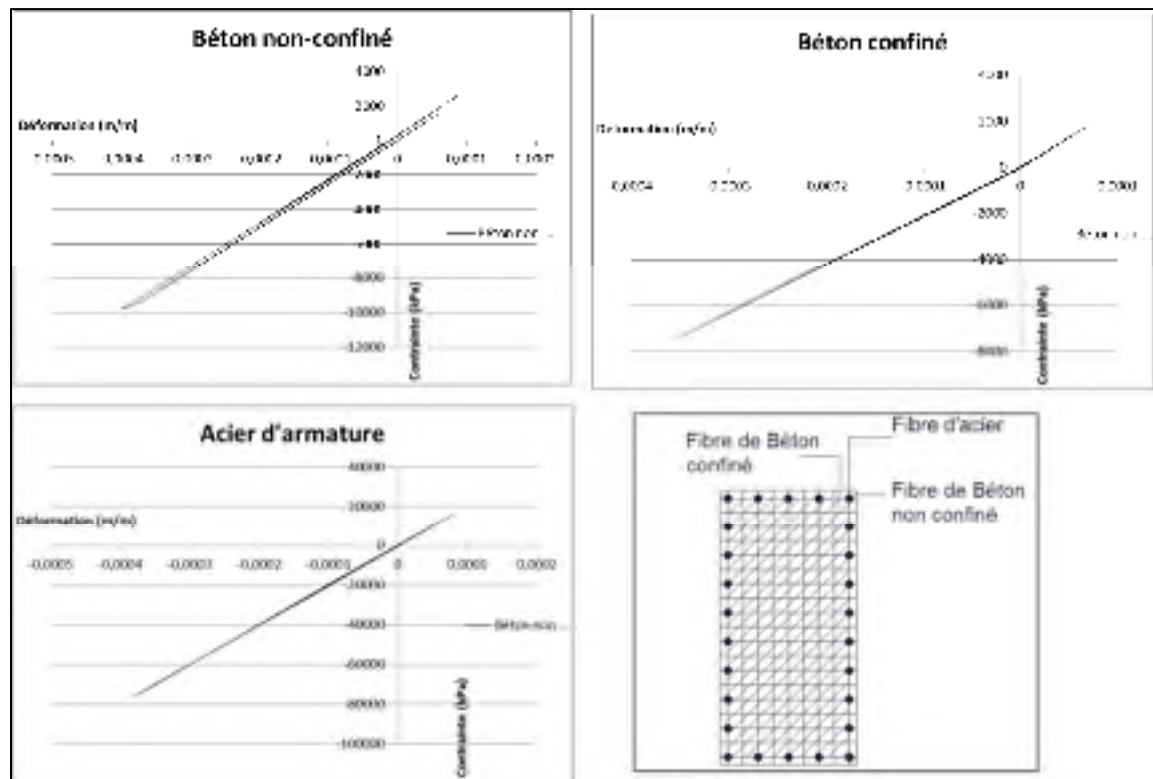


Figure 5.8 Hystérésis des fibres- modèle PE2-1- Accélérogramme E6A

D'après les résultats de la figure 5.8, nous constatons que le comportement des fibres de béton confiné, de béton non confiné et d'armatures longitudinales est cohérent avec les modèles de comportement adoptés pour ces matériaux. Pour les cas représentés par la figure, les armatures longitudinales ont subi des déformations élastiques. Les fibres de béton confiné ont subi des déformations en compression essentiellement élastiques avec, tout de même, des incursions très limitées dans la portion non linéaire de la courbe contrainte-déformation du béton. Finalement, l'hystérésis du béton non confiné montre bien que le béton a subi de cycles de contraintes et de déformations plus élevées que celles observées pour le béton confiné du noyau.

Outre les matériaux composant la pile, dans la zone de rotule plastique, une attention particulière a également été accordée à l'examen du comportement des isolateurs sismiques. La figure 5.9 montre les historiques de déplacement dans la direction longitudinale d'un des

six (06) isolateurs de la poutre d'extrémité sur la pile centrale (isolateur du centre et isolateurs aux poutres d'extrémités). Nous constatons que les isolateurs de pont PE2-1 et PE2-2 ayant les pourcentages d'armature de 0,5% et 0,8% respectivement, se déforment essentiellement en phase et subissent quasiment le même déplacement dans le temps.

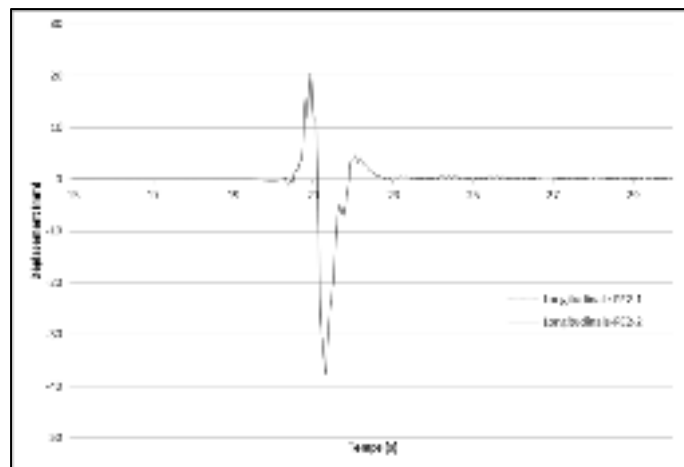


Figure 5.9 Historique de déplacement de l'isolateur de l'extrémité sur la pile dans la direction longitudinale, Modèle PE2, Accélérogramme artificiel E6A

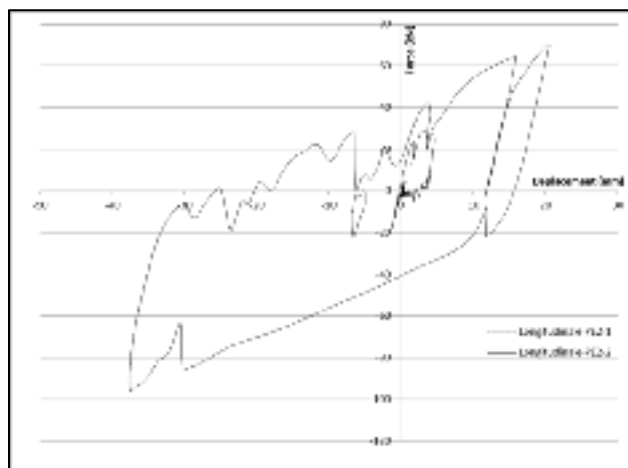


Figure 5.10 Hystérésis de déplacement de l'isolateur de l'extrémité sur la pile dans la direction longitudinale, Modèle PE2, Accélérogramme artificiel E6A

La figure 5.10 montre la réponse hystérétique de l'un des isolateurs dont les historiques sont montrés ci-haut. Nous constatons que l'hystérésis suit bel et bien le modèle bilinéaire adopté et que l'isolateur concerné a subi d'importantes déformations non linéaires, tel qu'attendu.

5.4 Déformations maximales des fibres

Les déformations maximales des fibres du béton non confiné, du béton confiné et des aciers d'armatures longitudinales sont présentées et discutées dans cette section. Ces résultats sont regroupés par région sismique, à savoir l'Est et l'Ouest du Canada pour les 6 modèles de ponts isolés considérés (4 à l'Est et 2 à l'Ouest). Les valeurs de déformations maximales retenues pour chaque événement sismique sont les valeurs les plus grandes parmi les trois colonnes de la pile. Ensuite, les déformations maximales ainsi obtenues, par catégorie de matériau (béton non confiné, béton confiné et armatures longitudinales), pour les différents séismes d'un même groupe de séismes sont regroupées et traitées pour déterminer:

- la déformation maximale absolue des fibres de la catégorie de matériau du groupe d'enregistrement : Il s'agit de la valeur la plus élevée (en valeur absolue) parmi les déformations maximales obtenues pour les séismes du groupe d'enregistrements sismiques pour les fibres de la catégorie du matériau;
- la déformation minimale absolue des fibres de la catégorie de matériau du groupe d'enregistrement : Il s'agit de la valeur la plus petite (en valeur absolue) parmi les déformations maximales obtenues pour cette catégorie de matériau sous les séismes du groupe d'enregistrements sismiques;
- la déformation maximale moyenne des fibres de la catégorie de matériau du groupe d'enregistrements sismiques : Il s'agit de la valeur moyenne des déformations maximales obtenues pour les séismes du groupe pour les fibres de la catégorie de matériau en question.
- l'écart type : l'écart type des valeurs de déformations maximales des différents séismes du groupe pour la catégorie de matériau en question.

Il est à noter que pour les fins de classification de la performance sismique des ponts, le code CSA-S6-14 recommande d'utiliser la valeur des déformations maximales moyennes des fibres en considérant tous les événements sismiques. Néanmoins, Tremblay et al. (2015) suggère de déterminer les déformations moyennes par groupe d'enregistrements sismiques et d'utiliser ensuite la valeur maximale parmi ces déformations moyennes par groupe d'enregistrements sismiques pour les fins de classification de la performance sismique du pont. Cette dernière méthodologie, évidemment plus sévère (conservatrice), est celle appliquée dans ce mémoire pour classer les dommages et les performances sismiques des ponts étudiés.

5.4.1 Déformations maximales dans les fibres du béton non confiné

Les tableaux 5.3 à 5.5 présentent les déformations maximales des fibres les plus sollicitées du béton non confiné pour les 6 modèles de ponts considérés par groupe d'enregistrements sismiques.

Tableau 5.3 Déformations maximales des fibres du béton non confiné - Modèle PE2 - (m/m)

	PE2-1 (0,5%)			PE2-2 (0,8%)		
	Historique	M6	M7	Historique	M6	M7
Déf. max. maximum	-0,000412	-0,000483	-0,000654	-0,000393	-0,000459	-0,000692
Déf. max. minimum	-0,000304	-0,000338	-0,000348	-0,000292	-0,000328	-0,000336
Déf. max. moyenne	-0,000368	-0,000411	<u>-0,000460</u>	-0,000351	-0,000393	<u>-0,000476</u>
Écart type	0,000047	0,000067	0,000136	0,000043	0,000062	0,000157

Tableau 5.4 Déformations maximales des fibres du béton non confiné - Modèle PE3 - (m/m)

	PE3-1 (0,5%)			PE3-2 (0,8%)		
	Historique	M6	M7	Historique	M6	M7
Déf. max. maximum	-0,000400	-0,000476	-0,000669	-0,000377	-0,000454	-0,000598
Déf. max. minimum	-0,000354	-0,000380	-0,000433	-0,000341	-0,000330	-0,000381
Déf. max. moyenne	-0,000380	-0,000414	<u>-0,000516</u>	-0,000362	-0,000386	<u>-0,000478</u>
Écart type	0,000018	0,000038	0,000098	0,000015	0,000047	0,000090

Les résultats présentés dans les tableaux 5.3 et 5.4, pour les ponts de l'Est, montrent que lorsque le taux d'armatures longitudinales est diminué de 0,8% à 0,5%, la déformation maximale dans les fibres du béton non confiné augmente. Cependant, dans les deux modèles de 0,5% et 0,8% d'acier d'armature, aussi bien les déformations maximales maximums (en gras) que les déformations maximales moyennes (en gras et souligné) dans le béton non confiné demeurent très faibles et largement inférieures à la déformation critique causant l'écrasement du béton, soit 0,0035 m/m.

Aussi selon ces résultats, le groupe d'enregistrements synthétiques du scénario 2, enregistrements M7, est le cas le plus défavorable en termes de déformations maximales dans les fibres de béton non confiné. Finalement, le résultat des modèles de l'Est montrent que les déformations maximales maximums de l'élément de fibre du béton non confiné sont légèrement supérieures dans le pont PE2 avec le système d'isolation réparti au prorata du poids à celles du pont PE3 isolé dans la direction longitudinale seulement et à celles du pont avec 0,8% (PE2-2) d'armatures, plus sollicité que le pont avec 0,5% (PE2-1). Ces résultats sont contre-intuitifs et sont expliqués par des variations individuelles. Néanmoins, lorsqu'on considère les déformations maximales moyennes, lesquelles sont plus représentatives, ces écarts individuels s'amenuisent et nous constatons que le pont PE3 subit des déformations

comparables mais très légèrement supérieures au pont PE2. La réduction du taux d'armatures résulte en une augmentation de la déformation maximale moyenne dans les différents matériaux, mais cette tendance générale ne s'applique pas toujours et nous constatons que la déformation maximale moyenne dans les fibres du béton non confiné du pont PE2-2 est plus élevée que celle du pont PE2-1 (-0,000476 vs -0,000460) en dépit de la réduction d'armatures longitudinales dans ce dernier.

Tableau 5.5 Déformation maximale des fibres du béton non confiné - Modèle PO1 - (m/m)

	PO-1 (0,5%)			PO-2 (0,8%)		
	Historique	M6	M7	Historique	M6	M7
Déf. max. maximum	-0,000682	-0,000660	-0,001075	-0,000612	-0,000645	-0,000966
Déf. max. minimum	-0,000361	-0,000538	-0,000767	-0,000343	-0,000513	-0,000691
Déf. max. moyenne	-0,000465	-0,000629	<u>-0,000877</u>	-0,000432	-0,000602	<u>-0,000803</u>
Écart type	0,000128	0,000051	0,000127	0,000107	0,000052	0,000119

Les résultats des déformations maximales des fibres du béton non confiné pour les variantes de pont localisées dans la région de l'Ouest sont présentés au tableau 5.5. Nous constatons que la réduction du taux d'armatures longitudinale amène une augmentation des déformations maximales des fibres du béton non confiné pour tous les groupes d'enregistrements sismiques et ce au niveau des valeurs de déformations maximales, minimums et moyennes. Nous constatons également que les déformations maximales sont plus élevées que ceux des ponts dans la région de l'Est (de 40 à 60% plus élevées). Ceci peut être justifié par le fait que la demande sismique en termes de forces à la ville de Vancouver est plus importante qu'à la ville de Montréal. Il est aussi constaté que le groupe de séismes synthétiques de scénario 2 est le cas le plus défavorable en termes de déformations maximales des fibres du béton non confiné. Toutefois, aussi bien les valeurs de

déformations maximales maximums que les valeurs de déformations maximales moyennes demeurent très faibles et largement inférieures à la déformation de 0,0035, considérée par le code CSA-S6-14 comme étant le seuil critique pour l'écrasement du béton non confiné.

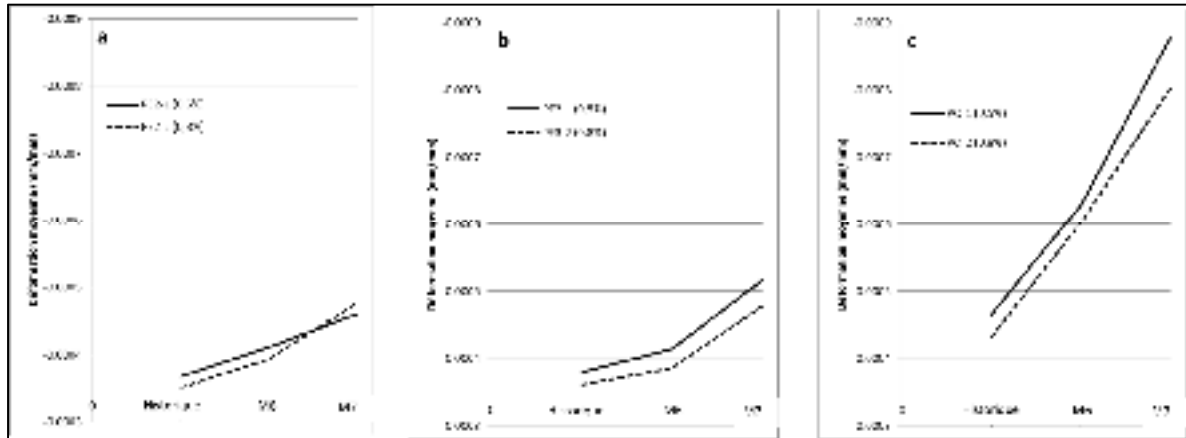


Figure 5.11 Déformation maximale moyenne des fibres de béton non confiné pour trois modèles (a) PE2, (b) PE3 et (c) PO1

La figure 5.11 regroupe les déformations maximales moyennes obtenues pour les fibres du béton non confiné pour tous les modèles de pont isolés considérés dans cette étude et ce pour les trois groupes d'enregistrements sismiques. Il est clair que les déformations dans les fibres des ponts à l'ouest sont nettement plus élevées que ceux de l'Est. Aussi, les déformations maximales sont généralement plus importantes pour le modèle de 0,5% d'armatures longitudinales que celui du 0,8% et que les enregistrements sismiques synthétiques de M7, scénario 2 sont les plus exigeants en termes de déformations (dommages) dans le béton non confiné.

5.4.2 Déformations maximales dans les fibres du béton confiné

Le béton confiné est le béton composant le noyau des colonnes, à l'intérieur des ligatures. Les résultats de déformation maximale des fibres du béton confiné pour les deux modèles de pont isolé de l'Est et le modèle de pont de l'Ouest sont présentés ci-après. Comme discuté

précédemment, les valeurs maximales, minimales, moyennes et l'écart type pour les cinq enregistrements de séismes de chaque groupe, sont présentés dans les tableaux 5.6 à 5.8:

Tableau 5.6 Déformations maximales des fibres du béton confiné - Modèle PE2 - (m/m)

	PE2-1 (0,5%)			PE2-2 (0,8%)		
	Historique	M6	M7	Historique	M6	M7
Déf. max. maximum	-0,000360	-0,000437	-0,000540	-0,000344	-0,000417	-0,000632
Déf. max. minimum	-0,000268	-0,000306	-0,000307	-0,000257	-0,000293	-0,000295
Déf. max. moyenne	-0,000323	-0,000366	<u>-0,000401</u>	-0,000308	-0,000350	<u>-0,000419</u>
Écart type	0,000039	0,000061	0,000111	0,000036	0,000057	0,000141

Tableau 5.7 Déformations maximales des fibres du béton confiné - Modèle PE3 - (m/m)

	PE3-1 (0,5%)			PE3-2 (0,8%)		
	Historique	M6	M7	Historique	M6	M7
Déf. max. maximum	-0,000346	-0,000423	-0,000554	-0,000327	-0,000404	-0,000512
Déf. max. minimum	-0,000316	-0,000334	-0,000380	-0,000304	-0,000299	-0,000341
Déf. max. moyenne	-0,000333	-0,000368	<u>-0,000453</u>	-0,000318	-0,000346	<u>-0,000422</u>
Écart type	0,000012	0,000035	0,000072	0,000011	0,000041	0,000075

D'après les tableaux 5.6 à 5.8, les résultats des déformations maximales dans les fibres du béton confiné sont inférieurs, en tout point, à celles du béton non confiné présentées à la sous-section précédente. Ceci est attendu vu que le béton confiné est plus proche du centre et par conséquent de l'axe neutre de la flexion résultant en des déformations moins importantes

que dans le béton de l'enrobage. Le groupe de séismes M7 est celui qui occasionne les déformations maximales les plus élevées dans les fibres du béton confiné. Les déformations maximales des fibres de béton confiné dans les variantes des ponts avec un pourcentage d'acier d'armatures de 0,5% sont supérieures (de l'ordre de 10%) à celles des variantes avec 0,8% d'acier. Néanmoins, les déformations maximales aussi bien en termes de maximums ou moyennes (gras souligné) demeurent très faibles et largement inférieures à la limite de dommage minimal prescrite dans le code CSA-S6-14, soit 0,004.

Tableau 5.8 Déformations maximales des fibres du béton confiné - Modèle PO1 - (m/m)

	PO-1 (0,5%)			PO-2 (0,8%)		
	Historique	M6	M7	Historique	M6	M7
Déf. max. maximum	-0,000581	-0,000583	-0,000893	-0,000525	-0,000571	-0,000816
Déf. max. minimum	-0,000316	-0,000472	-0,000636	-0,000301	-0,000449	-0,000585
Déf. max. moyenne	-0,000402	-0,000542	<u>-0,000719</u>	-0,000375	-0,000521	<u>-0,000667</u>
Écart type	0,000106	0,000042	0,000115	0,000089	0,000046	0,000099

En comparant les résultats pour les ponts situés dans les deux régions sismiques nous constatons que, tout comme pour le cas du béton non confiné, les ponts situés à l'Ouest du Canada (Vancouver) subissent des déformations maximales plus importantes au sein du béton confiné à la base des piles que ceux à l'Est (Montréal). Les séismes M7 causent les plus fortes sollicitations pour tous les ponts étudiés.

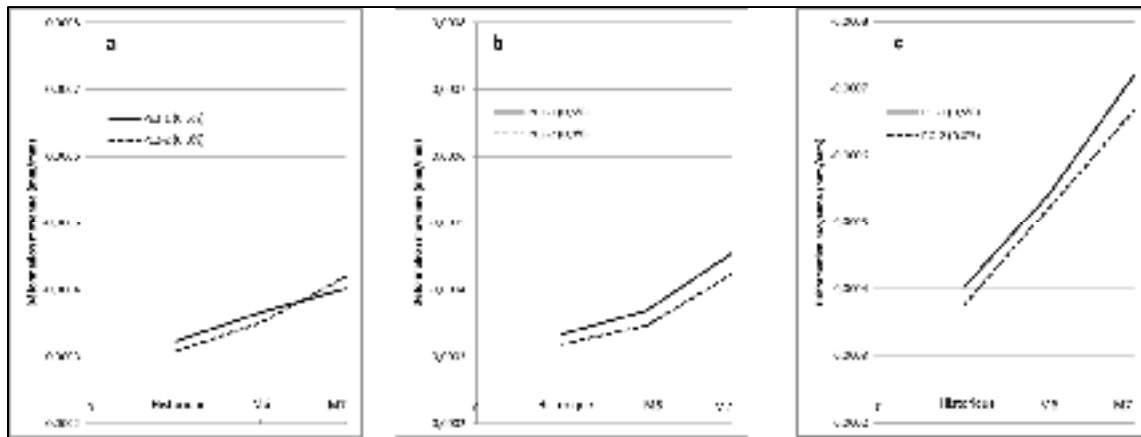


Figure 5.12 Déformation maximale moyenne des fibres de béton confiné pour trois modèles (a) PE2, (b) PE3 et (c) PO1

La figure 5.12 montre les déformations maximales moyennes des fibres de béton confiné pour les deux régions sismiques, par groupe d'enregistrements et pour les deux pourcentages d'acier d'armatures considérés, soit 0,5% et 0,8%. Elle met en évidence que les déformations dans les fibres du béton confiné des ponts à l'Ouest sont largement supérieures à celles des ponts à l'Est (près du double).

5.4.3 Déformations maximales dans les fibres d'armatures longitudinales

Dans cette sous-section, les déformations maximales dans les fibres d'acier d'armatures longitudinales sont présentées et discutées. Les historiques de déformations dans les armatures longitudinales des barres aux 4 coins des trois colonnes formant la pile de chaque modèle de pont sont examinés et les valeurs maximales pour chaque évènement sismique sont extraites. Les résultats ainsi obtenus sont ensuite traités de la même manière que les déformations maximales des fibres du béton à savoir : pour chaque groupe d'enregistrements sismiques, nous présentons les valeurs maximum, minimum et la moyenne des déformations maximales obtenues. Comme précédemment, les résultats sont présentés séparément pour les ponts des sites de l'Est et de l'Ouest du Canada.

Tableau 5.9 Déformations maximales des fibres d'armatures - Modèle PE2 - (m/m)

	PE2-1 (0,5%)			PE2-2 (0,8%)		
	Historique	M6	M7	Historique	M6	M7
Déf. max. maximum	0,000235	0,000296	0,001210	0,000216	0,000274	0,000946
Déf. max. minimum	0,000128	0,000150	0,000168	0,000121	0,000145	0,000154
Déf. max. moyenne	0,000191	0,000225	<u>0,000495</u>	0,000177	0,000210	<u>0,000408</u>
Écart type	0,000047	0,000065	0,000460	0,000042	0,000058	0,000341

Tableau 5.10 Déformations maximales des fibres d'armatures - Modèle PE3 - (m/m)

	PE3-1 (0,5%)			PE3-2 (0,8%)		
	Historique	M6	M7	Historique	M6	M7
Déf. max. maximum	0,000237	0,000279	0,000875	0,000213	0,000299	0,000574
Déf. max. minimum	0,000166	0,000202	0,000266	0,000158	0,000147	0,000193
Déf. max. moyenne	0,000202	0,000225	<u>0,000454</u>	0,000186	0,000209	<u>0,000337</u>
Écart type	0,000027	0,000032	0,000249	0,000021	0,000055	0,000150

Les déformations maximales dans les fibres d'acier d'armatures augmentent lorsque le pourcentage d'acier d'armatures diminue de 0,8% à 0,5%, suivant la même tendance observée pour les déformations dans les fibres de béton. Cependant, la variation des déformations maximales dans les armatures longitudinales sont plus accentuées (augmentations de l'ordre de 50%) que ceux dans les fibres de béton. L'écart type et la dispersion des valeurs des déformations maximales est également plus élevée pour les fibres d'armatures que pour les fibres de béton.

Tableau 5.11 Déformations maximales des fibres d'armatures - Modèle PO1 - (m/m)

	PO-1 (0,5%)			PO-2 (0,8%)		
	Historique	M6	M7	Historique	M6	M7
Déf. max. maximum	0,000616	0,000780	0,002812	0,000482	0,000672	0,001542
Déf. max. minimum	0,000179	0,000377	0,000993	0,000165	0,000351	0,000786
Déf. max. moyenne	0,000310	0,000610	<u>0,001577</u>	0,000266	0,000546	<u>0,001070</u>
Écart type	0,000176	0,000149	0,000722	0,000126	0,000122	0,000311

Nous constatons également que les variantes du pont situé dans le site de l'Ouest subissent des déformations maximales dans leurs fibres d'armatures plus élevées que les ponts à l'Est (de l'ordre de 2 à 4 fois). Pour les ponts de l'Est, toutes les déformations maximales dans les fibres d'armatures longitudinales demeurent largement inférieures (2 à 4 fois) à la limite élastique, soit 0,002. Cependant pour la variante du pont à l'Ouest avec un taux d'armatures de 0,5% (PO-1), des déformations maximales dépassant la déformation de 0,002, associée à limite élastique, sont observées. Néanmoins, les déformations maximales moyennes demeurent inférieures à la déformation correspondant à limite élastique. Comme les valeurs moyennes pour chaque groupe d'enregistrements et non les valeurs maximales individuelles, doivent être utilisées pour classifier la catégorie de dommage et de performance sismique des ponts, nous concluons que tous les ponts étudiés se comportent dans le domaine élastique ne subissant que des dommages minimaux selon les critères de performance sismique du code CSA-S6-14, présentés dans le tableau 5.2 au début de ce chapitre.

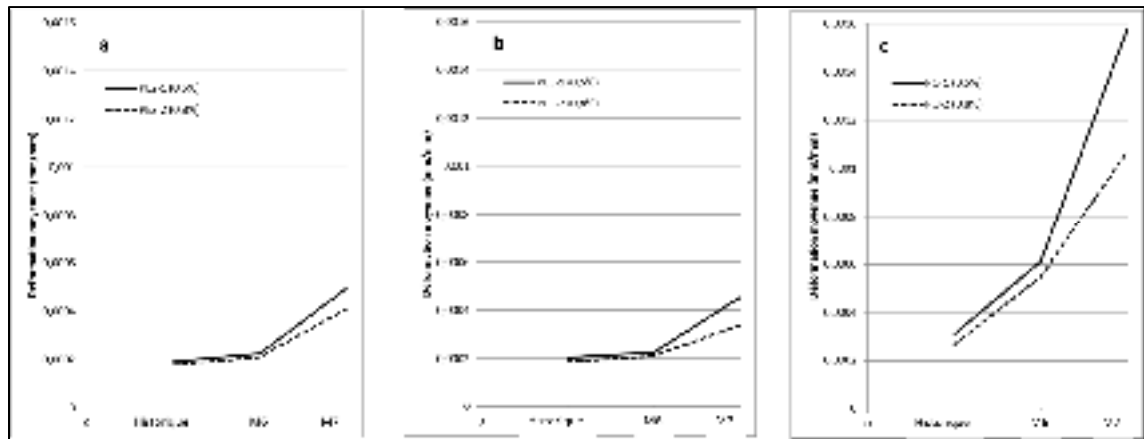


Figure 5.13 Déformation maximale des fibres d'aciers d'armatures pour trois modèles (a) PE2, (b) PE3 et (c) PO1

La figure 5.13 montre les déformations maximales des fibres d'acier d'armatures longitudinales pour les deux régions sismiques et pour les deux pourcentages d'acier d'armatures considérés. Elle met en évidence plusieurs constatations précédentes notamment l'effet de la diminution du taux d'armatures sur la déformation maximale dans les armatures, la différence entre les sites de l'Est et de l'Ouest et l'effet du groupe d'enregistrement sismique.

5.5 Déplacement maximal des isolateurs sismiques

Les valeurs des déplacements maximums au sein des unités d'isolation sismique dans les deux directions principales du pont sont présentées et discutées dans cette sous-section. Ils sont séparés selon les deux principaux paramètres de l'étude à savoir le pourcentage d'acier d'armatures longitudinales et la région sismique. De plus, les résultats sont traités pour chaque groupe d'enregistrements sismiques séparément et ce selon une méthodologie similaire à celle utilisée pour le traitement des déformations maximales dans les fibres de béton et d'armatures, exposée précédemment. Les historiques de la réponse sismique des six (06) isolateurs sismiques à la pile centrale et des douze isolateurs sur les culées sont examinés pour chaque évènement sismique, pour déterminer la déformation (déplacement) maximale au sein des isolateurs pour l'évènement en question. Pour chaque groupe

d'enregistrements sismiques, la valeur maximale, minimale et moyenne des déformations maximales ainsi obtenues sont retenues et présentées aux tableaux 5.12 à 5.17, ci-après.

Tableau 5.12 Déformations maximales au sein des isolateurs sismiques - Direction longitudinale- Modèle PE2

	PE2-1 (0,5%)			PE2-2 (0,8%)		
	Historique	M6	M7	Historique	M6	M7
Dép. max. maximum (mm)	68	59	108	68	59	108
Dép. max. minimum (mm)	50	46	51	50	46	48
Dép. max. moyenne (mm)	61	54	<u>68</u>	61	54	<u>63</u>
Écart type	7,7	5,4	23,7	7,7	5,4	25,5

Tableau 5.13 Déformations maximales au sein des isolateurs sismiques - Direction transversale - Modèle PE2

	PE2-1 (0,5%)			PE2-2 (0,8%)		
	Historique	M6	M7	Historique	M6	M7
Dép. max. maximum (mm)	54	55	62	54	55	63
Dép. max. minimum (mm)	43	44	44	43	44	26
Dép. max. moyenne (mm)	47	50	<u>52</u>	47	50	<u>48</u>
Écart type	4,0	4,7	18,5	4,1	4,7	14,4

Tableau 5.14 Déformations maximales au sein des isolateurs sismiques - Direction longitudinale- Modèle PE3

	PE3-1 (0,5%)			PE3-2 (0,8%)		
	Historique	M6	M7	Historique	M6	M7
Dép. max. maximum (mm)	67	62	111	67	62	111
Dép. max. minimum (mm)	49	47	59	49	43	59
Dép. max. moyenne (mm)	61	55	<u>73</u>	61	55	<u>74</u>
Écart type	7,1	5,9	21,4	7,1	7,5	21,4

Tableau 5.15 Déformations maximales au sein des isolateurs sismiques - Direction transversale-Modèle PE3

	PE3-1 (0,5%)			PE3-2 (0,8%)		
	Historique	M6	M7	Historique	M6	M7
Dép. max. maximum (mm)	24	37	55	24	37	55
Dép. max. minimum (mm)	10	22	14	10	21	12
Dép. max. moyenne (mm)	17	<u>30</u>	24	17	<u>28</u>	27
Écart type	6,4	7,7	17,1	6,4	8,4	17,0

Tableau 5.16 Déformations maximales au sein des isolateurs sismiques - Direction longitudinale- Modèle PO

	PO-1 (0,5%)			PO-2 (0,8%)		
	Historique	M6	M7	Historique	M6	M7
Dép. max. maximum (mm)	489	244	475	489	244	476
Dép. max. minimum (mm)	390	107	334	390	108	287
Dép. max. moyenne (mm)	<u>429</u>	161	391	<u>429</u>	162	382
Écart type	45,1	51,8	55,5	45,1	51,7	70,4

Tableau 5.17 Déformations maximales au sein des isolateurs sismiques - Direction transversale- Modèle PO

	PO-1 (0,5%)			PO-2 (0,8%)		
	Historique	M6	M7	Historique	M6	M7
Dép. max. maximum (mm)	482	246	468	482	246	468
Dép. max. minimum (mm)	380	99	310	380	99	265
Dép. max. moyenne (mm)	<u>422</u>	159	376	<u>422</u>	159	357
Écart type	45,2	55,4	64,0	45,3	55,5	77,1

D'après les résultats présentés aux tableaux 5.12 à 5.17, nous constatons que les déformations maximales au sein des isolateurs sismiques ont été, à quelques exceptions près, très peu affectées par le pourcentage d'acier dans les colonnes de la pile. Ce résultat est tout à fait logique étant donné que les piles sont demeurées dans le domaine élastique, le cas échéant. En outre, il ne semble pas y avoir une tendance claire concernant l'effet de la diminution du pourcentage d'armatures longitudinales sur la déformation au sein des isolateurs sismiques.

La figure 5.14 montre les spectres de déplacement pour les deux sites et pour les taux d'amortissement équivalents. Cette figure met en évidence la différence en termes de déplacements sismiques pour les deux sites et les deux périodes d'isolation sismiques et explique les écarts obtenus par nos analyses non linéaires. De manière conséquente avec le spectre cible des deux sites et les périodes d'isolation, les déplacements au sein des isolateurs sismiques sont largement supérieurs pour les ponts à l'Ouest que ceux obtenus pour les ponts à l'Est. Il est à constater que le déplacement sismique global du tablier est en grande partie repris au sein des isolateurs sismiques, notamment dans la direction transversale.

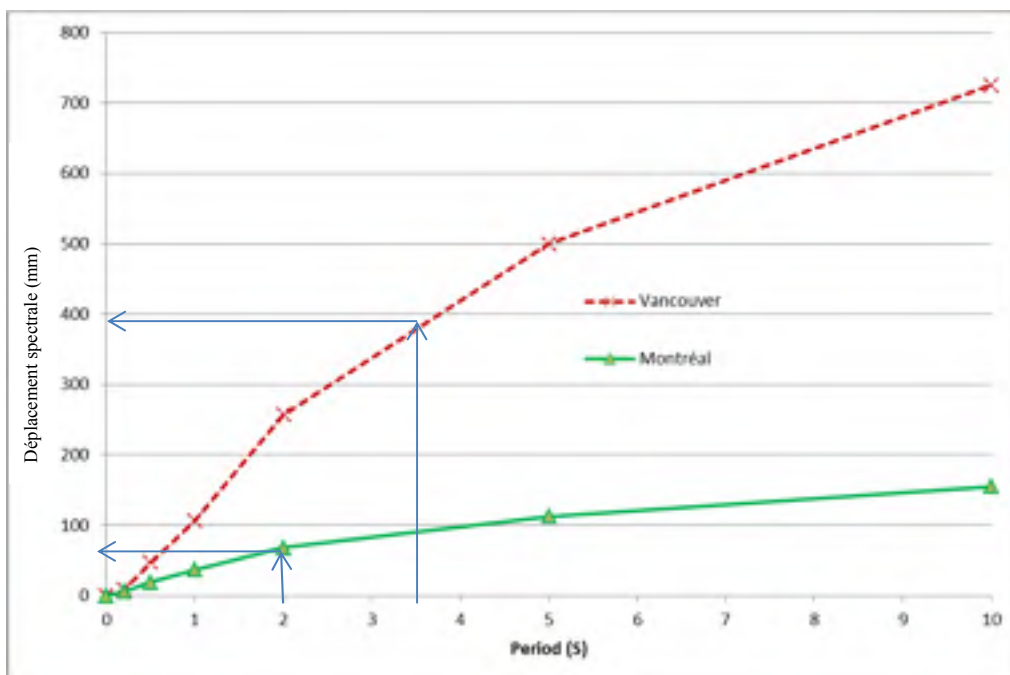


Figure 5.14 Spectre de déplacement pour les deux sites de l'étude, Sol C

Pour le pont PE2, isolé dans les deux directions, les déplacements maximums dans les deux directions sont comparables, ceux du pont PE3 montrent que les déplacements dans la direction transversale sont largement inférieurs à ceux dans la direction longitudinale. Ceci est justifié par le fait que le pont est fixe sur les culées dans la direction transversale. En ce qui concerne les ponts de la région de l'Ouest, les déplacements maximums au sein des isolateurs sismiques sont comparables pour les deux directions. Néanmoins, contrairement au cas des déformations et sollicitations dans les piles, les séismes historiques sont ceux occasionnant les déformations les plus élevées au sein des isolateurs.

Les figures 5.15 et 5.16 illustrent les déformations maximales moyennes des isolateurs sismiques pour les ponts étudiés et pour les groupes d'enregistrements sismiques à l'Est et l'Ouest. Elle met en évidence, les différences entre les deux sites Est et Ouest, le peu d'influence du pourcentage d'armatures longitudinales et les écarts entre les différents groupes d'enregistrements sismiques. Les enregistrements historiques et M7 sont les plus exigeants en termes de déformations au sein des isolateurs. Ceci est vraisemblablement causé par l'intensité de ces séismes.

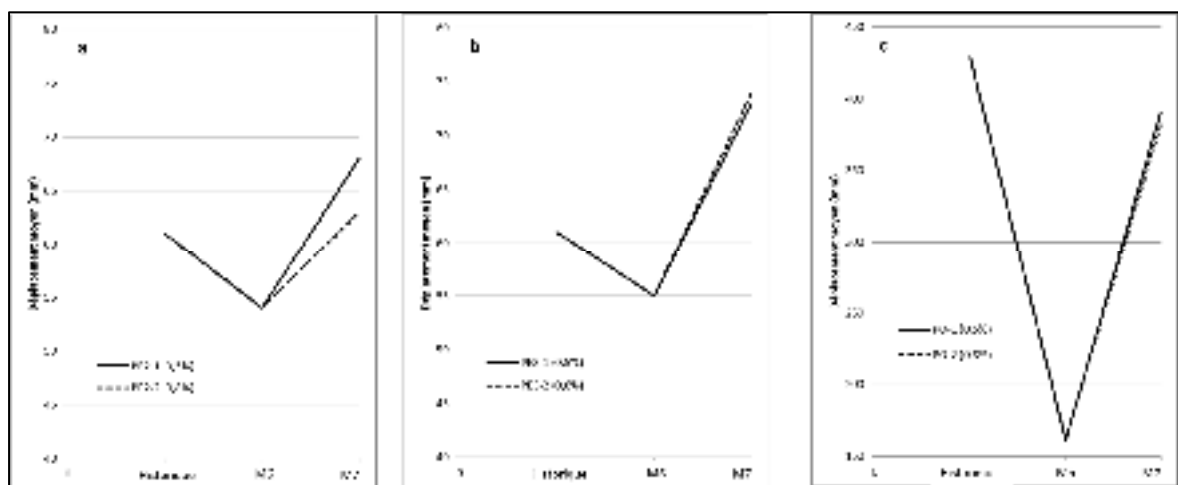


Figure 5.15 Déformations maximales moyennes au sein des isolateurs sismiques
Direction longitudinale (a) PE2, (b) PE3 et (c) PO1

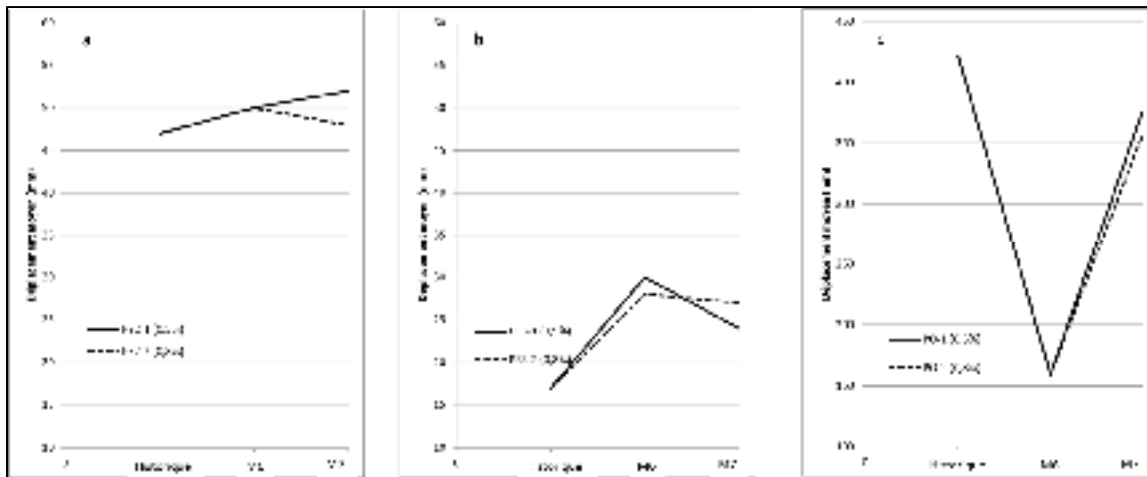


Figure 5.16 Déformations maximales moyennes au sein des isolateurs sismiques
Direction transversale (a) PE2, (b) PE3 et (c) PO1

5.6 Déplacements résiduels des isolateurs sismiques

Les déplacements résiduels des isolateurs sismiques sont calculés à partir des historiques de déformations pour chaque pont et chaque évènement sismique. Ces déplacements résiduels sont très indicatifs du déplacement et désaxage résiduel du tablier. En effet, étant donné que les piles demeurent essentiellement élastiques, elles reprennent leurs positions initiales à la fin du séisme et le seul déplacement résiduel de la superstructure est concentré au niveau des appareils d'appuis isolateurs sismiques. La suite de cette sous-section présente et discute des déplacements résiduels maximums obtenus. Cette variable de réponse a été traitée de la même manière que les autres déformations, présentée précédemment.

Tableau 5.18 Déplacements résiduels maximums des isolateurs sismiques
Direction longitudinale - Modèle PE2

	PE2-1 (0,5%)			PE2-2 (0,8%)		
	Historique	M6	M7	Historique	M6	M7
Dép. max. maximum (mm)	5,5	1,1	2	5,2	1,4	1,3
Dép. max. minimum (mm)	1,8	0,9	1	2,4	1	1
Dép. max. moyenne (mm)	<u>3,36</u>	1	1,2	<u>3,92</u>	1,1	1,1
Écart type	1,75	0,07	0,45	1,22	0,17	0,14

Tableau 5.19 Déplacements résiduels maximums des isolateurs
Direction transversale - Modèle PE2

	PE2-1 (0,5%)			PE2-2 (0,8%)		
	Historique	M6	M7	Historique	M6	M7
Dép. max. maximum (mm)	5,2	1,4	1,3	5,1	1,3	1,3
Dép. max. minimum (mm)	2,4	1	1	2,3	0,8	0,9
Dép. max. moyenne (mm)	<u>3,92</u>	1,1	1,1	<u>3,88</u>	0,98	1,04
Écart type	1,22	0,17	0,14	1,21	0,19	0,17

Tableau 5.20 Déplacements résiduels maximums des isolateurs
Direction longitudinale - Modèle PE3

	PE3-1 (0,5%)			PE3-2 (0,8%)		
	Historique	M6	M7	Historique	M6	M7
Dép. max. maximum (mm)	6	1,4	2,3	5,9	1,3	2,1
Dép. max. minimum (mm)	1,9	0,9	1	1,8	0,8	0,8
Dép. max. moyenne (mm)	<u>3,54</u>	1,22	1,48	<u>3,32</u>	1,1	1,32
Écart type	1,89	0,19	0,51	1,90	0,20	0,50

Tableau 5.21 Déplacements résiduels maximums des isolateurs
Direction transversale - Modèle PE3

	PE3-1 (0,5%)			PE3-2 (0,8%)		
	Historique	M6	M7	Historique	M6	M7
Dép. max. maximum (mm)	2,6	1	1	2,4	1	0,9
Dép. max. minimum (mm)	1,2	0,7	0,7	1,1	0,6	0,6
Dép. max. moyenne (mm)	<u>1,88</u>	0,86	0,84	<u>1,74</u>	0,82	0,8
Écart type	0,54	0,13	0,11	0,53	0,16	0,14

Les déplacements résiduels au sein des isolateurs sismiques des ponts isolés à l'Est (Montréal), sont dans tous les cas très faibles (de l'ordre de 1 à 6 mm). Ceci indique que ces ponts se recentrent à la fin des séismes et que le système de rappel est adéquat. Les valeurs du déplacement résiduel maximum moyen, voir extrême, est toujours inférieure à un dixième (1/10) du déplacement maximal. En conséquence, la performance sismique des ponts ainsi obtenue les qualifie à la catégorie de performance sismique de dommage minimal selon les critères du Code CSA-S6-14. La diminution de l'acier d'armatures longitudinales n'a pas d'effet notable sur les déplacements résiduels des unités d'isolation sismique.

Tableau 5.22 Déplacements résiduels maximums des isolateurs
Direction longitudinale Modèle PO1

	PO-1 (0,5%)			PO-2 (0,8%)		
	Historique	M6	M7	Historique	M6	M7
Dép. max. maximum (mm)	34	20	6	33	20	4
Dép. max. minimum (mm)	2	5	0	2	5	2
Dép. max. moyenne (mm)	<u>19</u>	12	4	<u>19</u>	12	3
Écart type	13,4	6,8	2,5	13,0	6,5	0,9

Tableau 5.23 Déplacements résiduels maximums des isolateurs
Direction transversale - Modèle PO1

	PO-1 (0,5%)			PO-2 (0,8%)		
	Historique	M6	M7	Historique	M6	M7
Dép. max. maximum (mm)	32	22	3	31	22	5
Dép. max. minimum (mm)	3	4	0	2	4	1
Dép. max. moyenne (mm)	19	13	2	18	13	3
Écart type	12,0	7,7	1,3	12	7,6	1,6

Selon les résultats obtenus pour les ponts de l'Ouest, les déplacements résiduels au sein des isolateurs sismiques sont nettement supérieurs à ceux de l'Est (allant jusqu'à plus de 30mm dans la direction transversale notamment). Elles peuvent nécessiter des travaux de recentrage des ponts après le séisme et ce en dépit du fait que ces déplacements résiduels demeurent inférieurs au 1/10 du déplacement sismique maximum et qualifient la performance sismique à la catégorie de dommage minimal selon le CSA-S6-14. Néanmoins, il est à constater que les déplacements résiduels ne sont pas affectés par le pourcentage d'armatures longitudinales dans les piles.

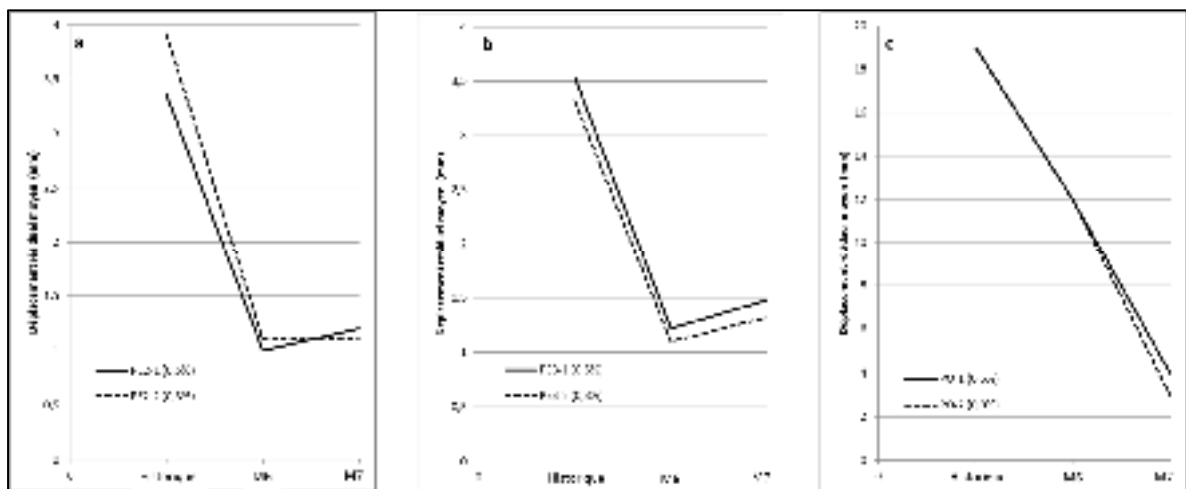


Figure 5.17 Déplacements résiduels maximums moyens des isolateurs sismiques
Direction longitudinale (a) PE2, (b) PE3 et (c) PO1

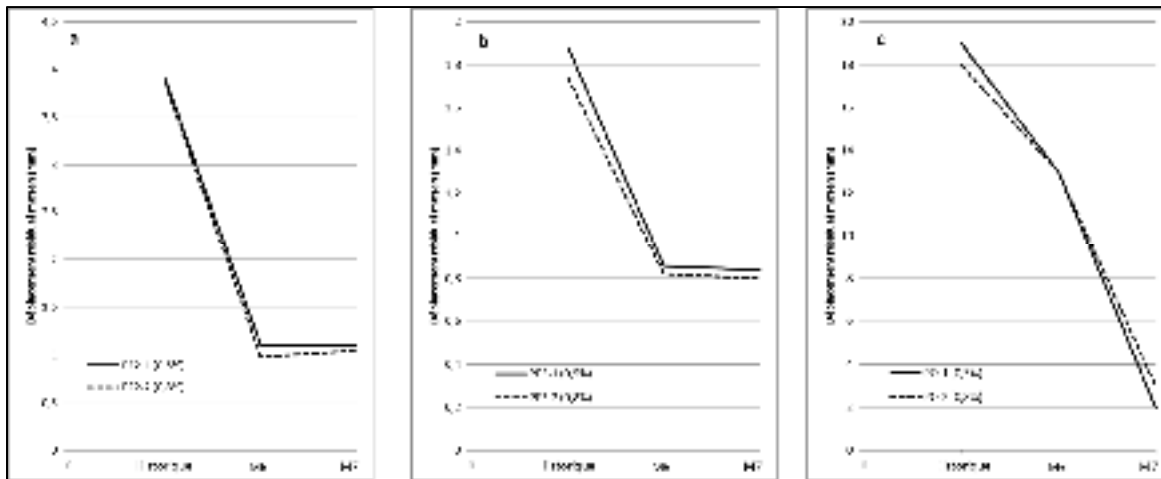


Figure 5.18 Déplacements résiduels maximum moyens des isolateurs sismiques
Direction transversale (a) PE2, (b) PE3 et (c) PO1

Comme il est constaté dans les figures 5.17 et 5.18 le déplacement résiduel sous les enregistrements sismiques historiques sont les cas gouvernant dans les deux régions de l'étude et dans les deux directions principales de pont. Ces résultats peuvent être expliqués par les différentes méthodes de la calibration employées pour les enregistrements historiques et synthétiques. En plus tel qu'attendu, le déplacement résiduel sous les séismes M6-scénario 1, dont l'épicentre est plus proches du site, sont plus importants que les séismes de M7-scénario 2 dans les deux régions de l'étude et dans les deux directions de pont.

5.7 Synthèse des résultats et performance sismique des ponts étudiés

Tel que détaillé dans les sections précédentes, les résultats des analyses dynamiques non linéaires des différentes variantes de ponts typiques isolées à la base, munis de faibles taux d'armatures et soumises à des enregistrements sismiques calibrés sur les spectres du code CSA-S6-14 permettent de dégager les constations générales suivantes :

- les demandes sismiques en termes de moments de flexion bi-axiale à la base des piles sont demeurées, à quelques exceptions près, inférieures aux capacités pondérées des piles, lesquelles présentent une bonne marge de résistance. Les variantes du pont avec un taux d'armatures de 0,5% et notamment celle à l'Ouest, sont celles présentant les marges

- de résistance les plus minces. De très brèves excursions inélastiques (dépassements de résistance) ont été observées sous deux séismes du scénario 2 (M7);
- le cas échéant, les piles des ponts munis du taux minimal de 0,8% prescrit par le code ou celui requis par la conception, à savoir 0,5%, ont montré un comportement dans le domaine élastique. Les déformations maximales dans les fibres du béton confiné et non confiné sont restées à des niveaux très faibles pour causer des dommages permanents comme l'éclatement ou l'écrasement du béton. Les déformations dans les armatures longitudinales sont également demeurées dans le domaine élastique. Sur les quatre-vingt-dix analyses dynamiques non linéaires (6 modèles sous 15 séismes chaque), une plastification limitée a été observée dans les armatures du pont à l'Ouest avec un taux d'armature de 0,5% sous seulement deux enregistrements sismiques correspondant à des séismes synthétiques M7. À noter que les propriétés nominales des matériaux ont été utilisées dans les modèles non linéaires, ce qui explique l'écart entre le nombre de cas où la capacité pondérée des ponts a été atteinte et celui pour lequel on obtient effectivement une plastification des armatures longitudinales;
 - la réduction du taux d'armatures longitudinales a pour effet de réduire la marge de résistance disponible et d'augmenter légèrement les déformations maximales dans le béton non confiné, confiné et les armatures longitudinales;
 - les séismes synthétiques de magnitude 7 (M7) sont les plus demandant en termes de demande de force sismique et déformations maximales dans les matériaux à la base des piles;
 - les déplacements maximums et les déplacements résiduels au sein des isolateurs sismiques sont très peu affectés par la réduction du taux d'armatures dans les piles, pour les cas étudiés où ces piles demeurent élastiques;
 - les déplacements maximums et résiduels pour les ponts de l'Ouest sont largement supérieurs à ceux à l'Est et ce conformément aux attentes résultant de l'examen des spectres de calcul des deux sites. Néanmoins, même si les déplacements résiduels à l'Ouest demeurent inférieurs au 1/10 des déplacements maximums, ceux-ci peuvent atteindre des valeurs maximales de plus de 30 mm et peuvent requérir une intervention pour recentrer le pont après les séismes. Ce paramètre requière une attention particulière

pour les ponts de l'Ouest et ce en lien avec la capacité de recentrage du système de rappel des isolateurs sismiques;

- tel que détaillé dans le tableau 5.24, en supposant que les isolateurs sismiques sont convenablement conçus pour la demande en déplacement, nous concluons que pour tous les ponts étudiés, la performance sismique obtenue répond aux attentes du code CSA-S6-14, pour un pont essentiel. En effet, toutes les variantes du pont étudiées, y compris celles avec un taux d'armatures longitudinales aussi bas que 0,5%, ne subissent pas de dommage sinon qu'un dommage minimal ne pouvant compromettre leur fonctionnalité et le maintien du service après le séisme. Le tableau 5-24 présente une synthèse de la performance sismique de variantes étudiées.

Tableau 5.24 Synthèse de la performance sismique des ponts étudiés

	Déformation (m/m)			Déplacement (mm)	
	Béton non confiné	Béton confiné	Acier d'armature	Maximum	Résiduel
PE2-1	0,000460	0,000401	0,000495	68	3,92
PE3-1	0,000516	0,000453	0,000454	73	3,54
PO1-1	0,000877	0,000719	0,001577	429	19
Dommages mineurs CSA-S6-14	0,004	0,004	0,002	-	-
Service Immédiat	Dommages sont inférieurs à la limite de dommages mineurs				

CONCLUSIONS

Le code canadien sur le calcul des ponts routiers, le CSA-S6-14, exige un taux minimum d'armatures longitudinales de 0,8% dans les colonnes des ponts. Cette valeur est spécifiée principalement pour se prémunir contre les effets de retrait et de fluage et pour éviter aux colonnes de piles un comportement fragile en flexion. Des études antérieures effectuées sur le comportement de piles de ponts à base fixe montrent une possibilité d'assouplissement de la borne inférieure prescrite par le CSA-S6-14. (Priestley et al. 1994, Khaled et al. 2010, Chiomento 2012). Au début des années 80, l'isolation sismique à la base est introduite en Amérique du Nord. Cette technologie permet, lorsqu'appliquée dans des conditions appropriées, de réduire considérablement la demande sismique sur la structure des ponts et ce en augmentant la période naturelle et en introduisant de l'amortissement additionnel par l'intermédiaire d'isolateurs sismiques. Cette diminution est telle que la conception des piles de ponts isolés est, dans la plupart du temps, gouvernée par l'acier d'armature minimum prescrit par le code. Or, une étude plus approfondie de la pertinence de la borne inférieure d'armature longitudinale préconisée par le code canadien dans le cas des ponts isolés à la base contre les séismes semble nécessaire. Il est également question de vérifier la possibilité de diminuer, pour des raisons économiques, cette borne inférieure de 0,8% à 0,5%. Dans ces perspectives, la présente étude évalue le comportement sismique bidirectionnel des piles de ponts isolés à la base ayant un faible pourcentage d'acier d'armature longitudinale. Une série d'analyses dynamiques non linéaires sur des variantes d'un pont typique à deux travées continues, avec une pile centrale à colonnes multiples, soumises à des signaux sismiques compatibles avec l'aléa sismique des deux régions est effectuée. Les résultats de la présente étude permettent de dégager les principales conclusions suivantes :

- tous les modèles étudiés se comportent à l'intérieur du niveau de dommage minimal selon les critères de classification de performance sismique du code canadien sur le calcul des ponts routiers CSA-S6-14. En termes de valeurs maximales moyennes, les fibres d'acier d'armature, ne se plastifient pas sous les charges sismiques, le béton non confiné

n'atteint pas le point d'éclatement et le déplacement résiduel de système d'isolation ne nécessite pas une intervention post-sismique;

- bien que dans certains cas la plastification de l'armature longitudinale de coin ont été observées, la valeur de la déformation moyenne de l'armature en considérant l'ensemble des signaux sismiques de tous les groupes d'enregistrements sismiques est inférieure à la limite élastique de l'acier d'armature. Il est à noter que les résultats obtenus dans le cas du pont situé à l'Ouest (Vancouver) sont plus sévères que ceux obtenus pour le pont situé à l'Est (Montréal). Ceci est attribuable, principalement, à la demande sismique plus élevée pour la région de l'ouest;
- en ce qui concerne l'effet de répartition du système d'isolation, des déformations plus élevées ont été obtenues pour les ponts isolés PE3. Ceci est attendu étant donné que la demande sismique en force est beaucoup plus élevée dans la direction transversale pour le pont à base fixe dans cette direction, comparativement au modèle du pont isolé dans les deux directions principale;
- les séismes synthétiques de magnitude 6 (M6), à courte distance ($R=10$ à 30km), occasionnent les déplacements résiduels les plus élevés notamment pour la région de l'Ouest où ces déplacements résiduels peuvent nécessiter le recentrage du pont. Ce résultat est également attendu puisque les structures isolées à la base sont particulièrement vulnérables, à cet effet, aux séismes proches de l'épicentre. Cependant les déplacements résiduels maximums obtenus demeurent inférieurs à 10% du déplacement maximal de calcul. En conséquence, ceci correspond, tout de même, à un niveau de dommage minimal selon les critères du code CSA-S6-14;
- les déplacements maximums au sein des appuis isolateurs sismiques sont obtenus pour le groupe de séismes historiques et ce pour les deux régions sismiques de l'Est et de l'Ouest du Canada. Cette différence, avec les séismes synthétiques, peut être expliquée par la différence entre les approches de calibration des signaux employées pour les deux types

d'enregistrements. Cependant les déplacements maximums ne semblent pas être affectés par le pourcentage d'acier pourvu dans les piles. On obtient sensiblement les mêmes résultats avec un taux d'armatures longitudinales de 0,5% que 0,8%;

- les résultats de l'étude montrent que la performance sismique des ponts réguliers isolés à la base avec un taux d'armatures longitudinales aussi bas que 0,5% est comparable à la performance sismique de ponts avec un taux minimal de 0,8%. Toutes deux sont conformes aux attentes du code CSA-S6-14. Ces résultats laissent envisager la possibilité de réduire le seuil du taux minimal d'armatures longitudinales pour les piles de ponts isolés à la base à 0,5%. Un tel assouplissement peut réduire les coûts de construction de ponts neufs ainsi que les coûts de réhabilitation sismique de ponts existants.

RECOMMANDATIONS

Les conclusions générales précitées, doivent être mises en contexte et interprétées en considération des limites de la présente étude. Afin de généraliser ces résultats, nous recommandons de réaliser des études complémentaires. En effet :

- le modèle de pont considéré dans la présente étude est un pont régulier à deux travées ayant une seule pile à colonnes rectangulaires multiples. D'autres types de ponts isolés à la base tels que les ponts irréguliers, les ponts à plusieurs piles, les ponts avec d'autres types de piles devraient être considérés dans de travaux futurs;
- l'effet de fluage et le retrait ne sont pas considérés simultanément avec le séisme dans cette étude. Des études supplémentaires considérant l'interaction de ces deux phénomènes avec le séisme et leurs effets sur le comportement sismique des piles de ponts isolées sont nécessaires;
- un seul système d'isolation sismique a été considéré avec ses valeurs nominales de ses caractéristiques hystérétiques. La variabilité des caractéristiques hystérétiques sous l'effet de plusieurs paramètres comme la température, le vieillissement, l'usure etc. devrait être considérée;
- deux différentes approches de calibration des signaux sismiques sont utilisées afin de les rendre compatibles aux spectres cibles : Une calibration par étalonnage appliquée aux séismes synthétiques et une calibration dans le domaine temporel. Cependant les résultats montrent une différence au niveau de déplacement maximum du système d'isolation sismique sous les séismes historiques. Une étude approfondie semble être requise afin d'étudier l'effet de l'approche de la calibration sur les résultats des ponts isolés;

- des essais sur des piles de ponts isolés à la base devraient être ultimement réalisés pour examiner la possibilité de réduire le taux minimal d'armatures longitudinales dans cette catégorie de ponts.

ANNEXE I

ACCÉLÉROGRAMMES AVANT ET APRÈS LA CALIBRATION

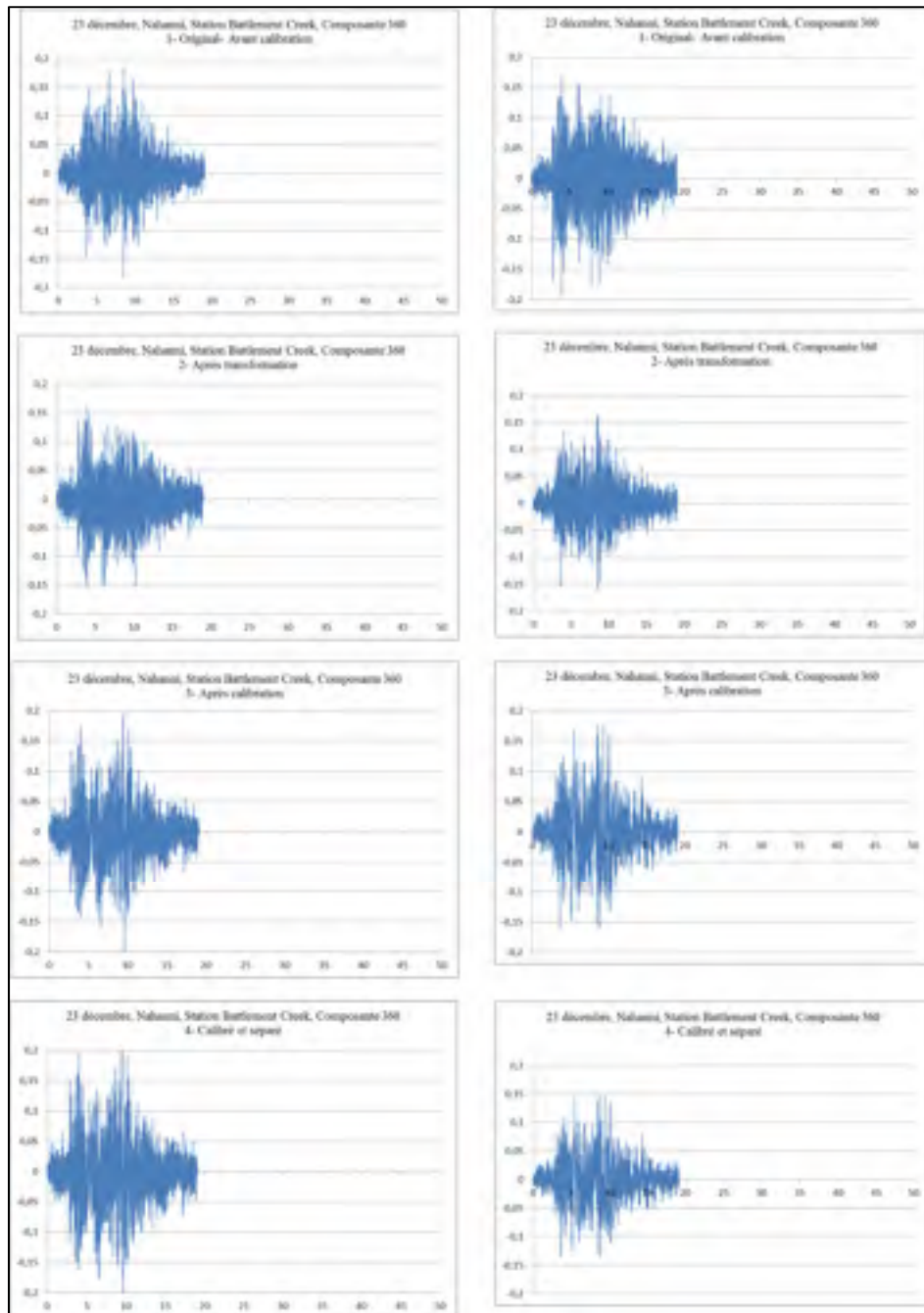


Figure-A I- 1 Enregistrement historique de séisme de Nahaani, Montréal, Type du sol C

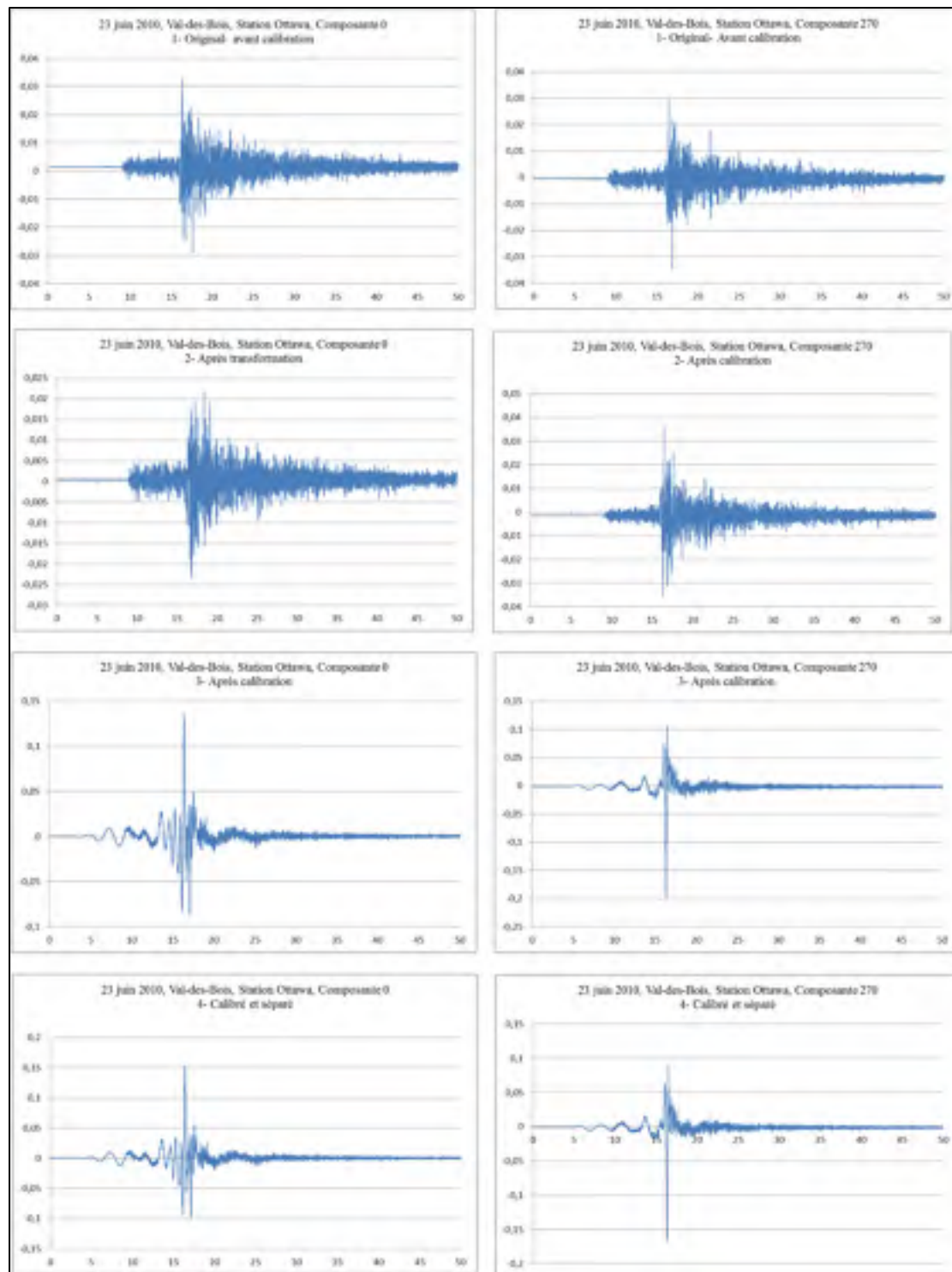


Figure-A I- 2 Enregistrement historique de séisme de Val des Bois, Montréal, Type du sol C

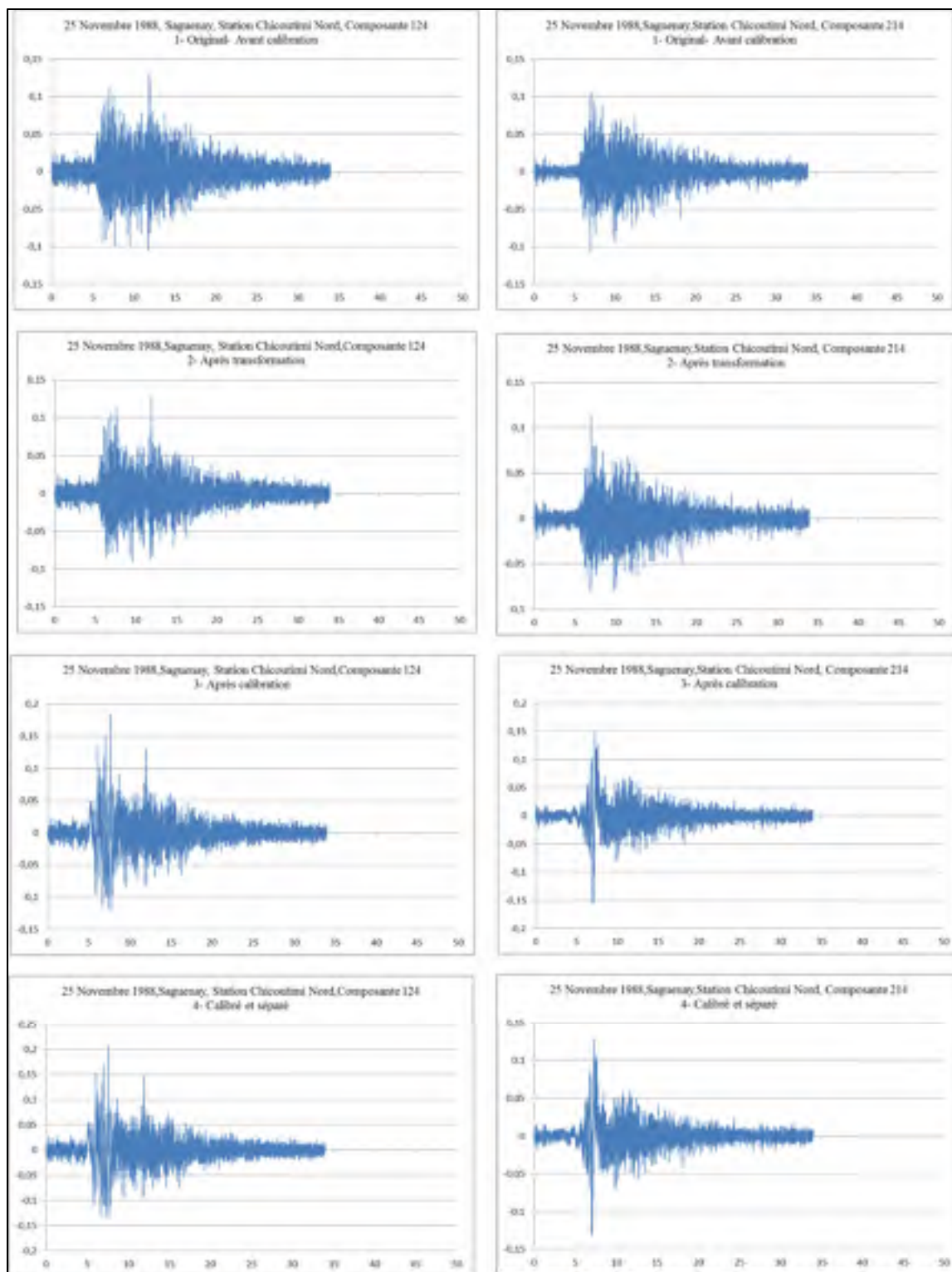


Figure-A I- 3 Enregistrement historique de séisme de Saguenay, Station Chicoutimi Nord, Montréal, Type du sol C

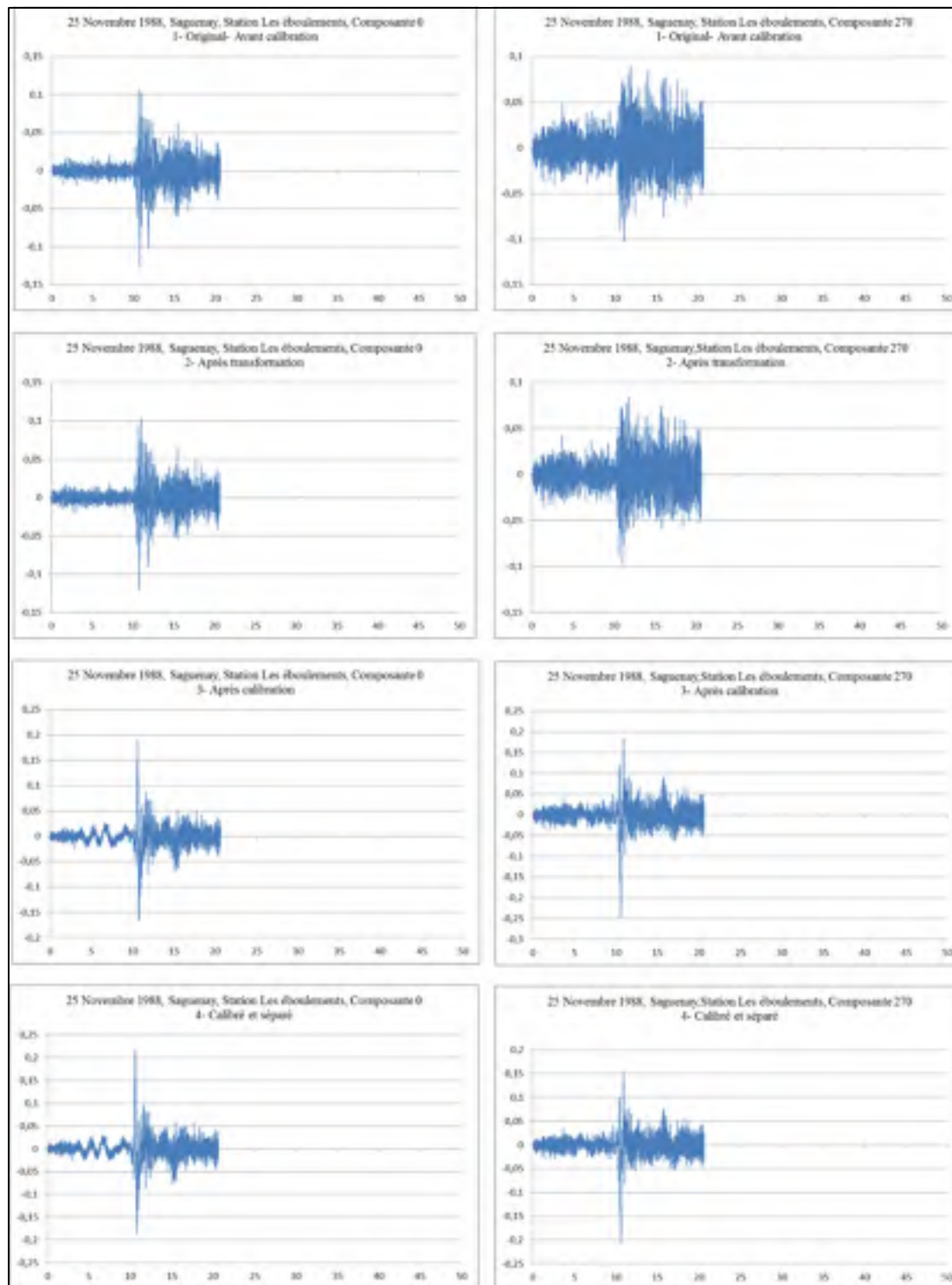


Figure-A I- 4 Enregistrement historique de séisme de Saguenay, Station les éboulements, Montréal, Type du sol C

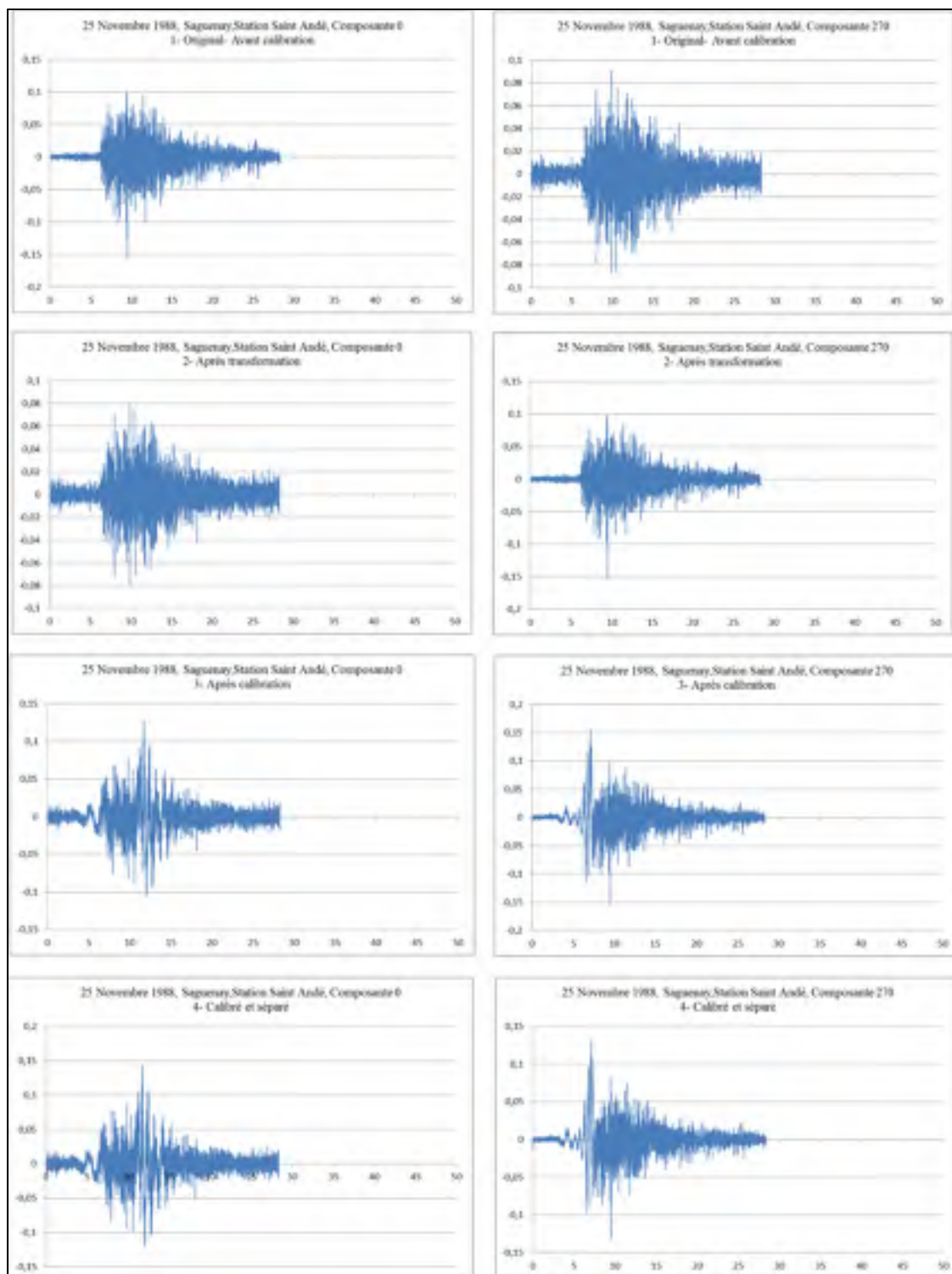


Figure-A I- 5 Enregistrement historique de séisme de Saguenay, Station Saint André, Montréal, Type du sol C

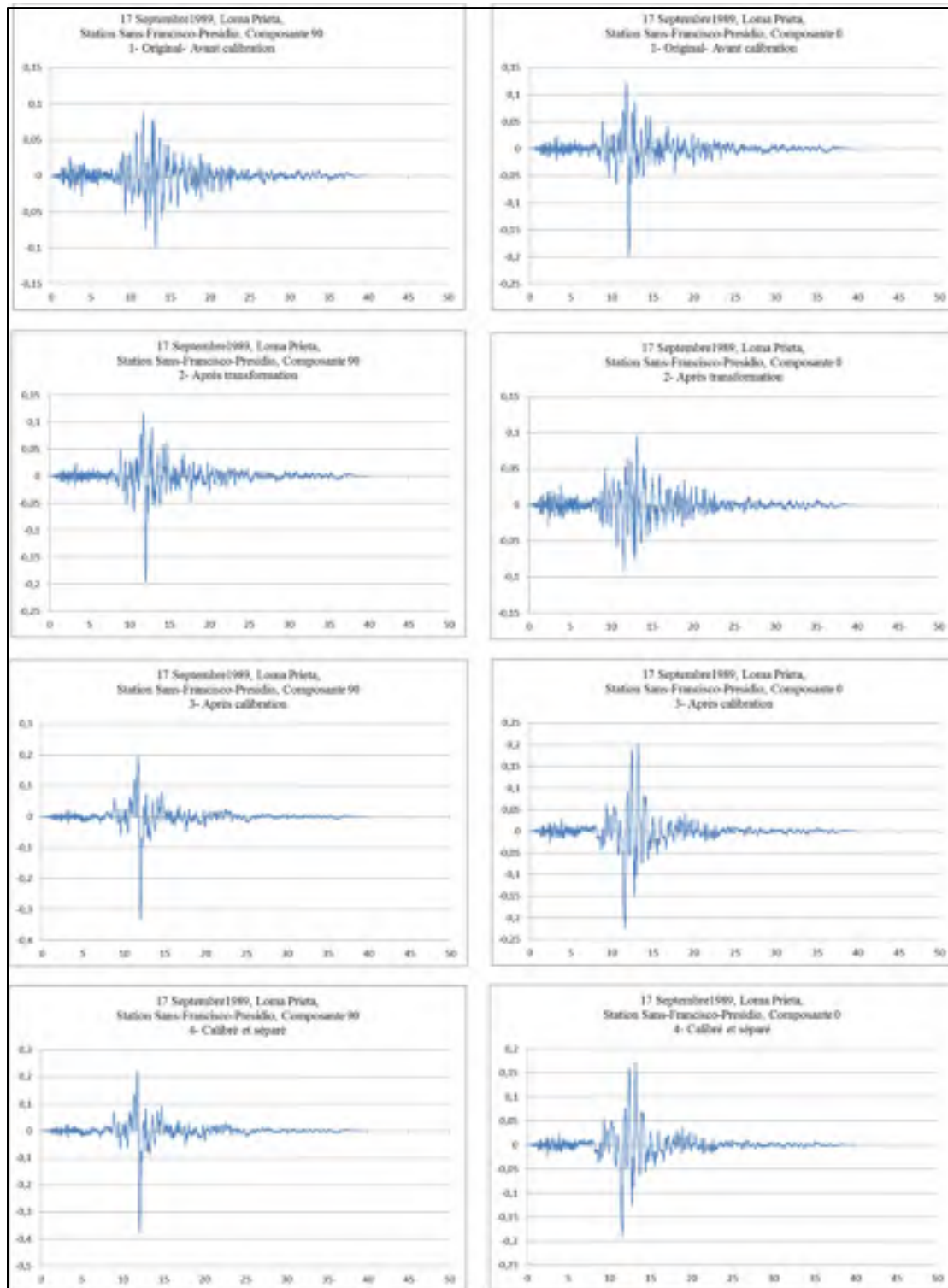


Figure-A I- 6 Enregistrement historique de séisme de Loma Prieta, Vancouver, Type du sol C

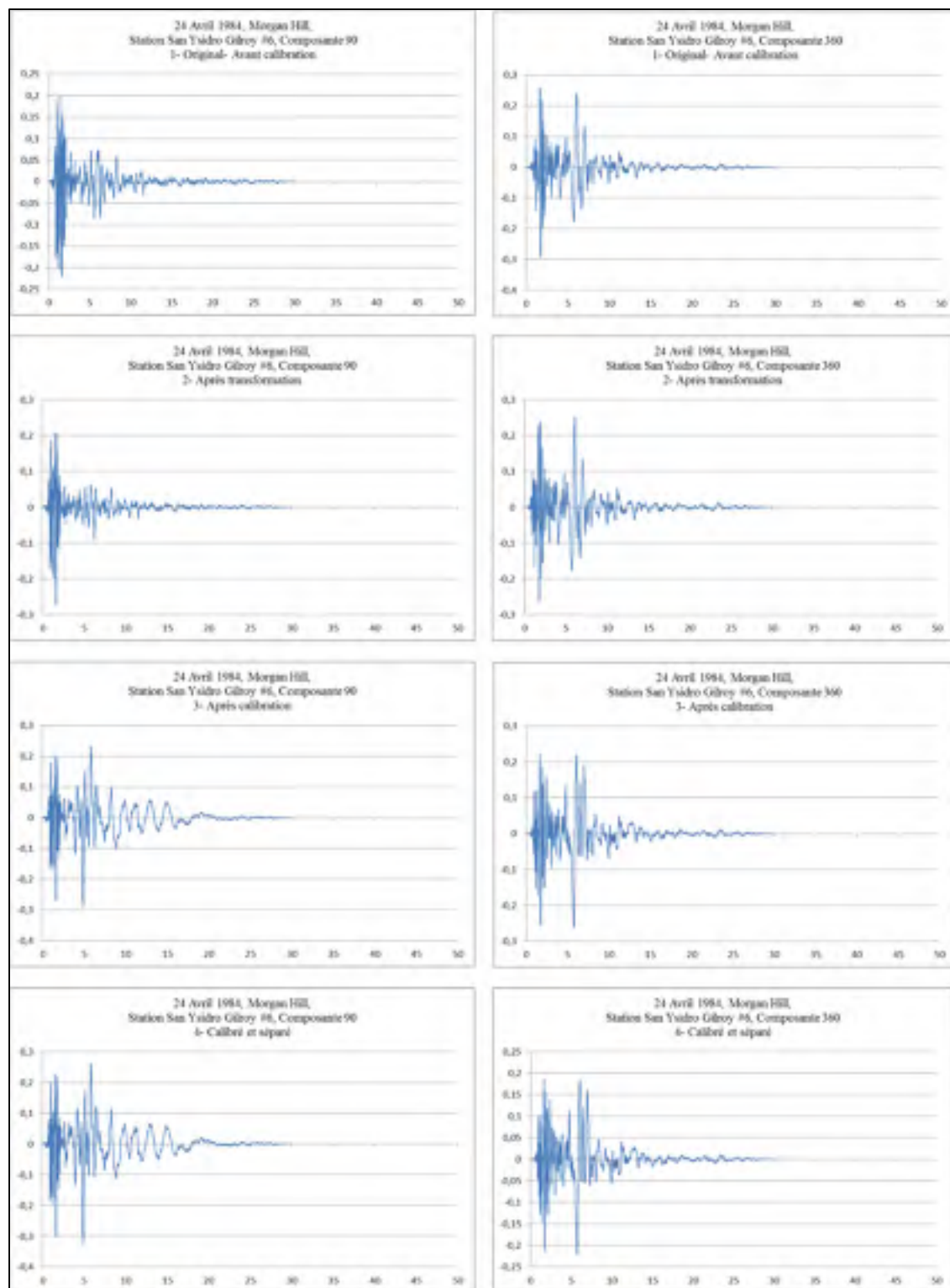


Figure-A I- 7 Enregistrement historique de séisme de Morgan Hill,Vancouver, Type du sol C

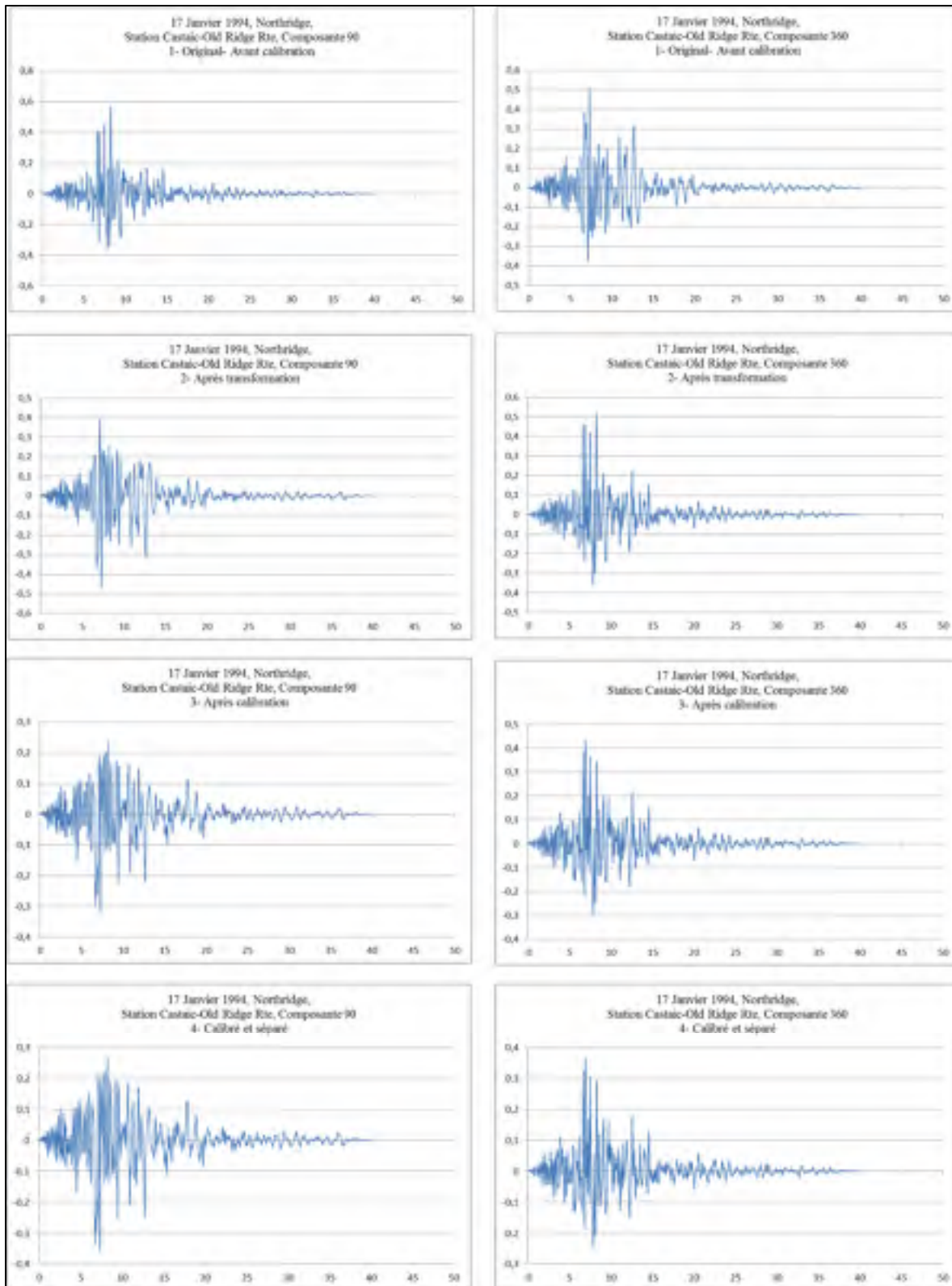


Figure-A I- 8 Enregistrement historique de séisme de Northridge, Vancouver, Type du sol C

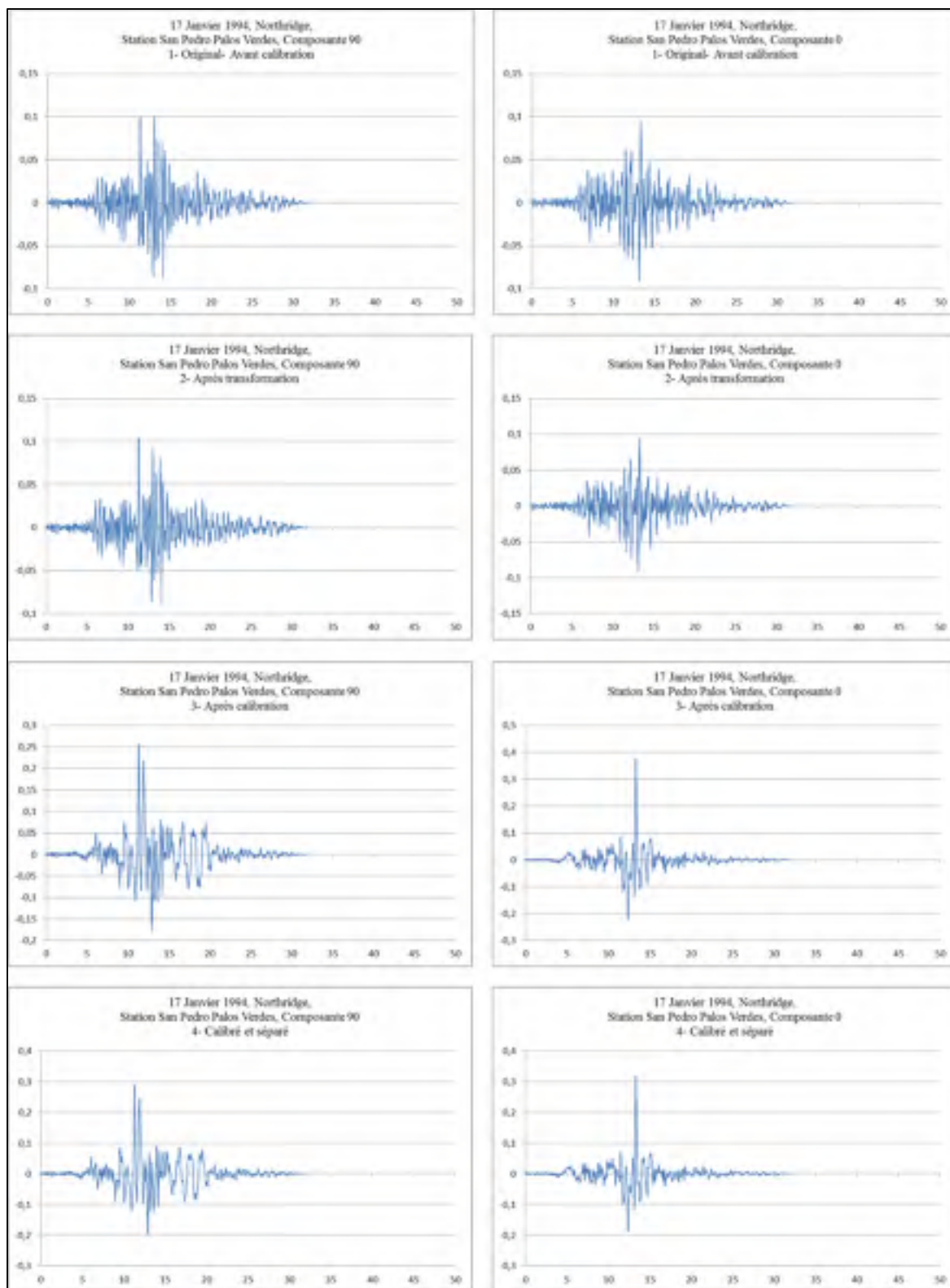


Figure-A I- 9 Enregistrement historique de séisme de Northridge, Vancouver, Type du sol C

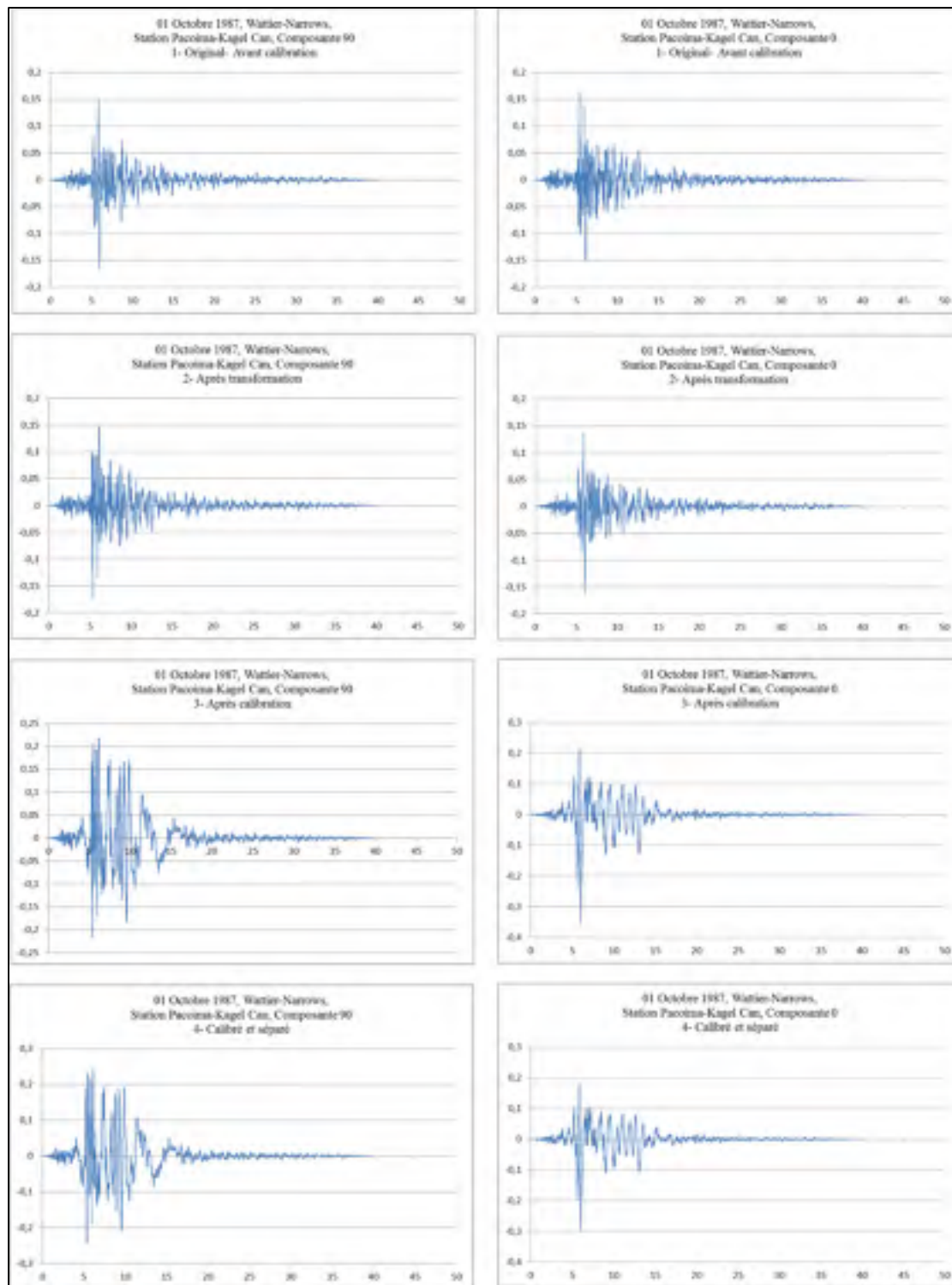


Figure-A I- 10 Enregistrement historique de séisme de Wattier Narrows, Vancouver, Type du sol C

Les accélérographes synthétiques avant et après l'étalonnage sont présenté ensuite :

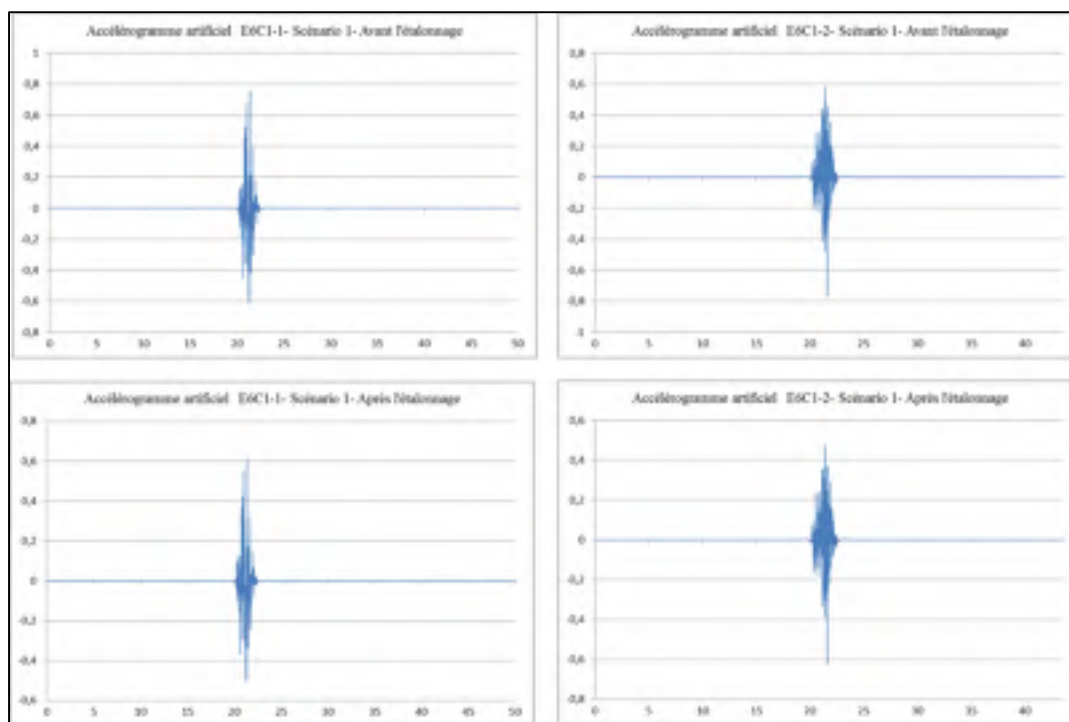


Figure-A I- 11 Accélérographes artificiel E6-A, région de l'est, Ville de Montréal, Sol C

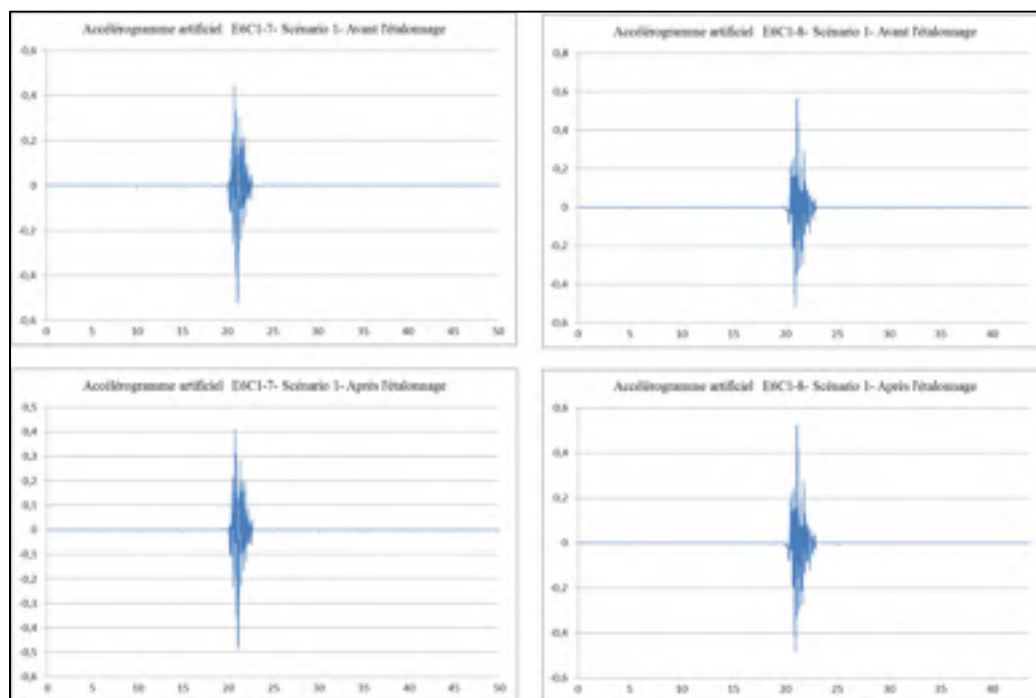


Figure-A I- 12 Accélérographes artificiel E6-B, région de l'est, Ville de Montréal, Sol C

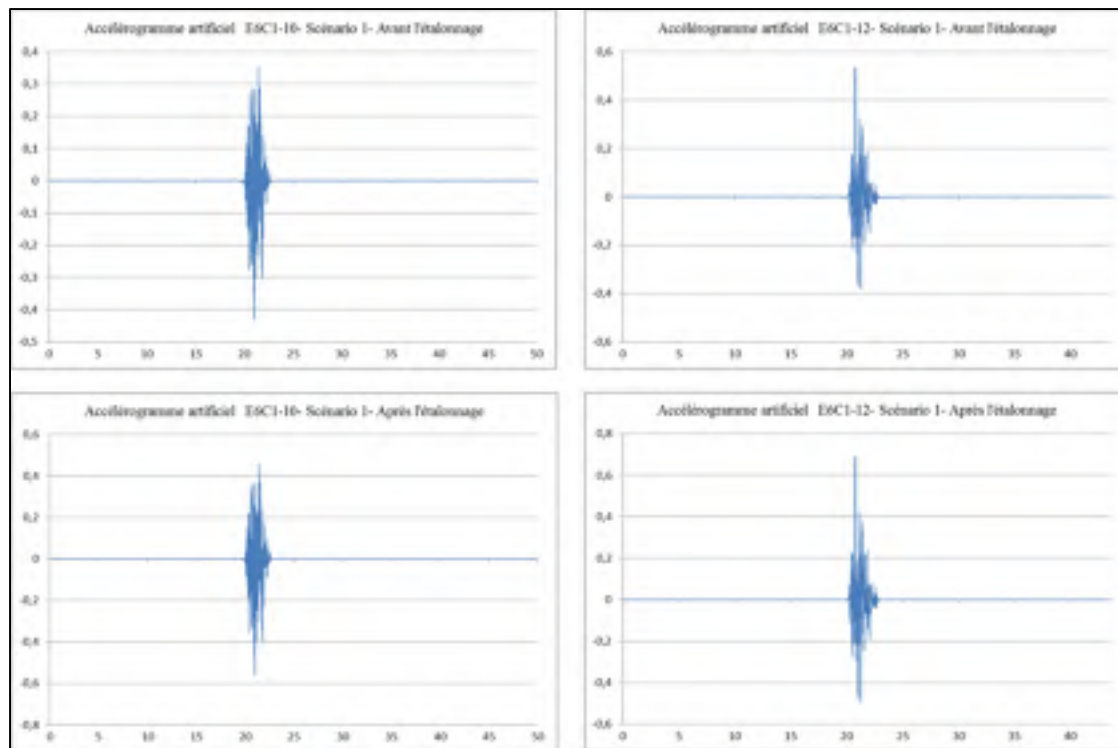


Figure-A I- 13 Accélérogrammes artificiel E6-C, région de l'est, Ville de Montréal, Sol C

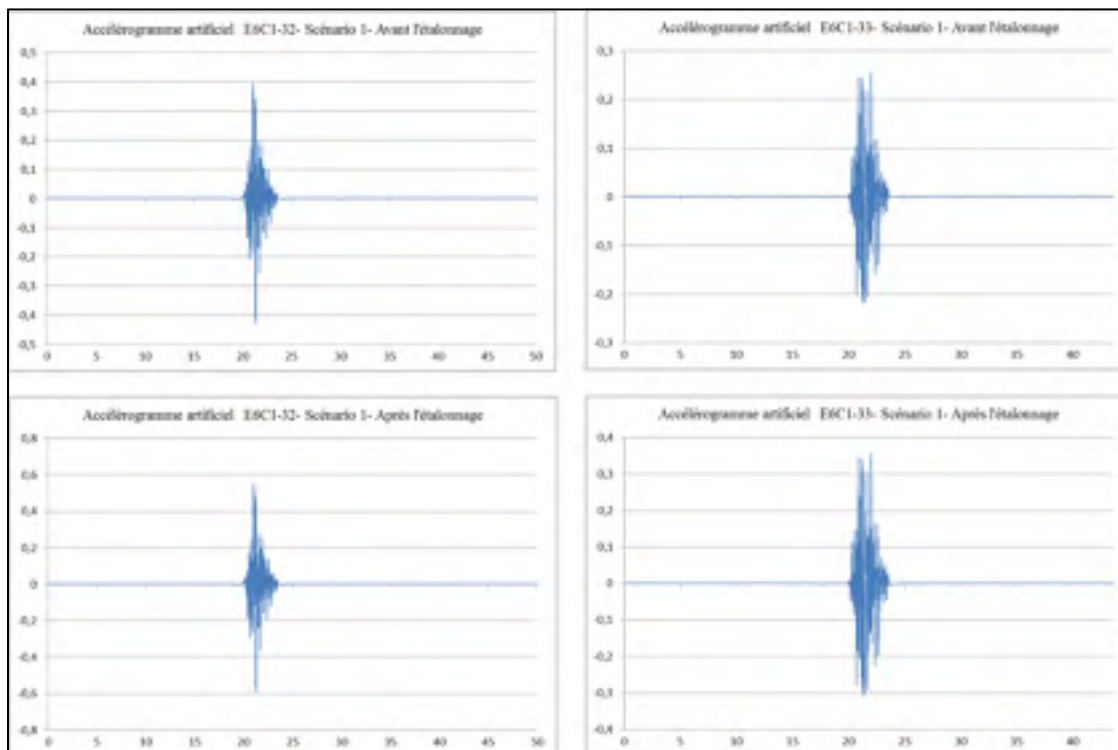


Figure-A I- 14 Accélérogrammes artificiel E6-D, région de l'est, Ville de Montréal, Sol C

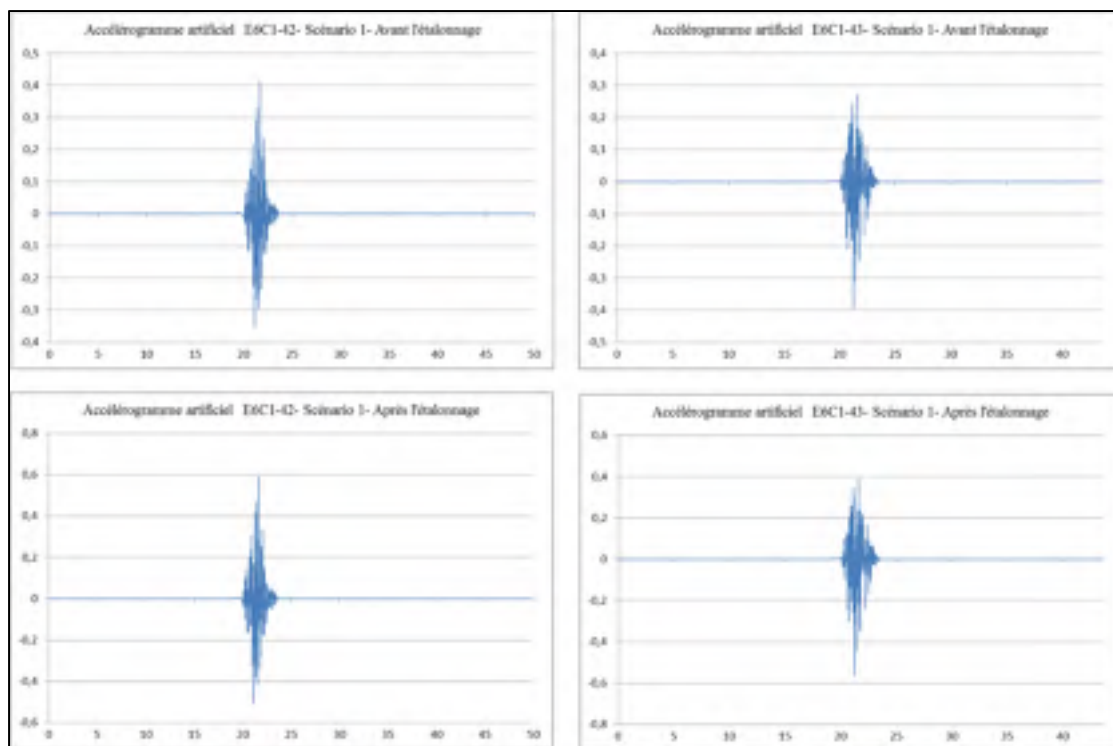


Figure-A I- 15 Accélérogrammes artificiel E6-E, région de l'est, Ville de Montréal, Sol C

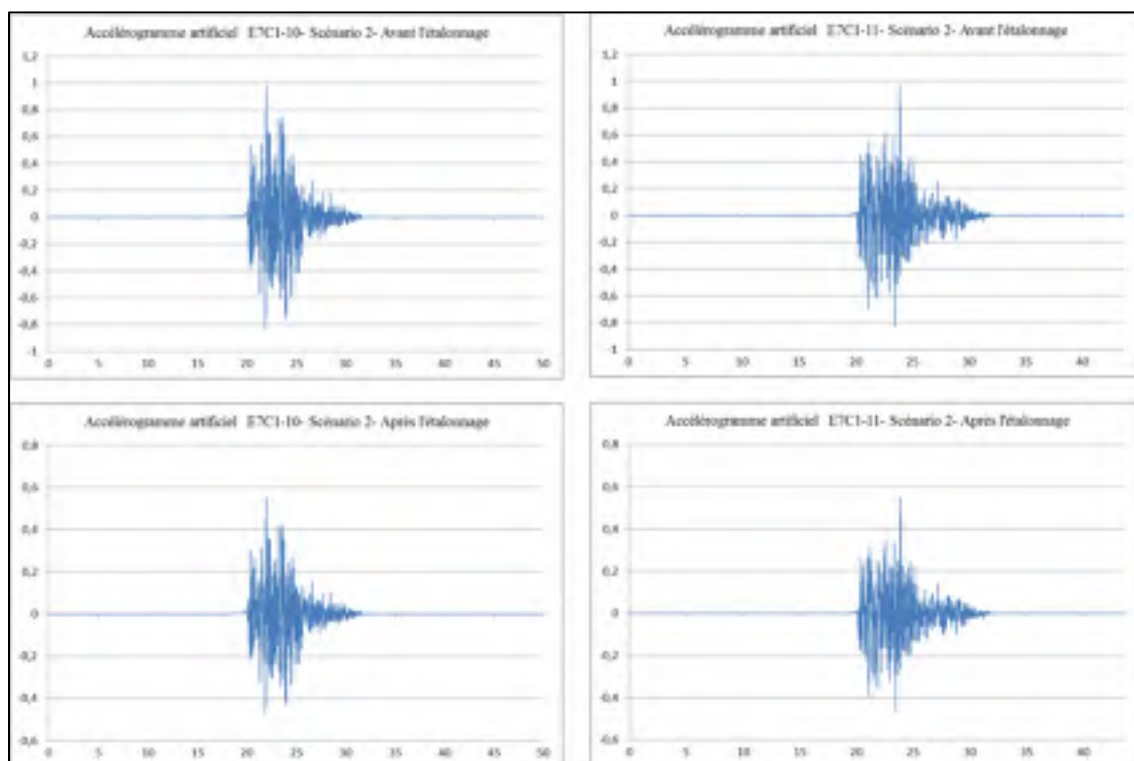


Figure-A I- 16 Accélérogrammes artificiel E7-A, région de l'est, Ville de Montréal, Sol C

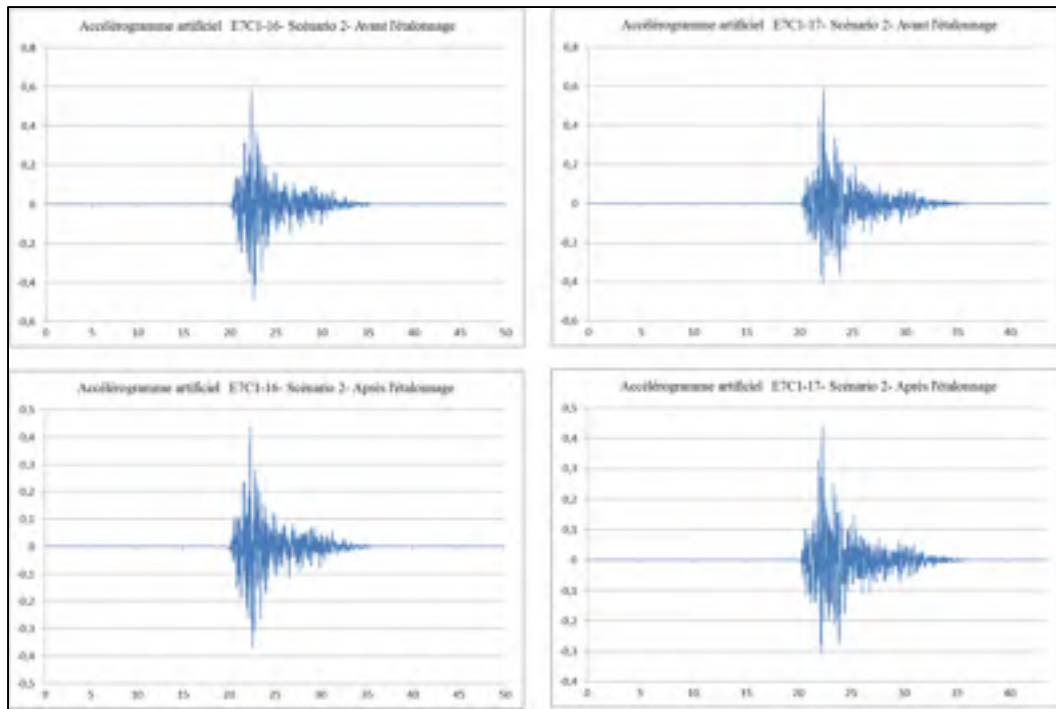


Figure-A I- 17 Accélérogrammes artificiel E7-B, région de l'est, Ville de Montréal, Sol C

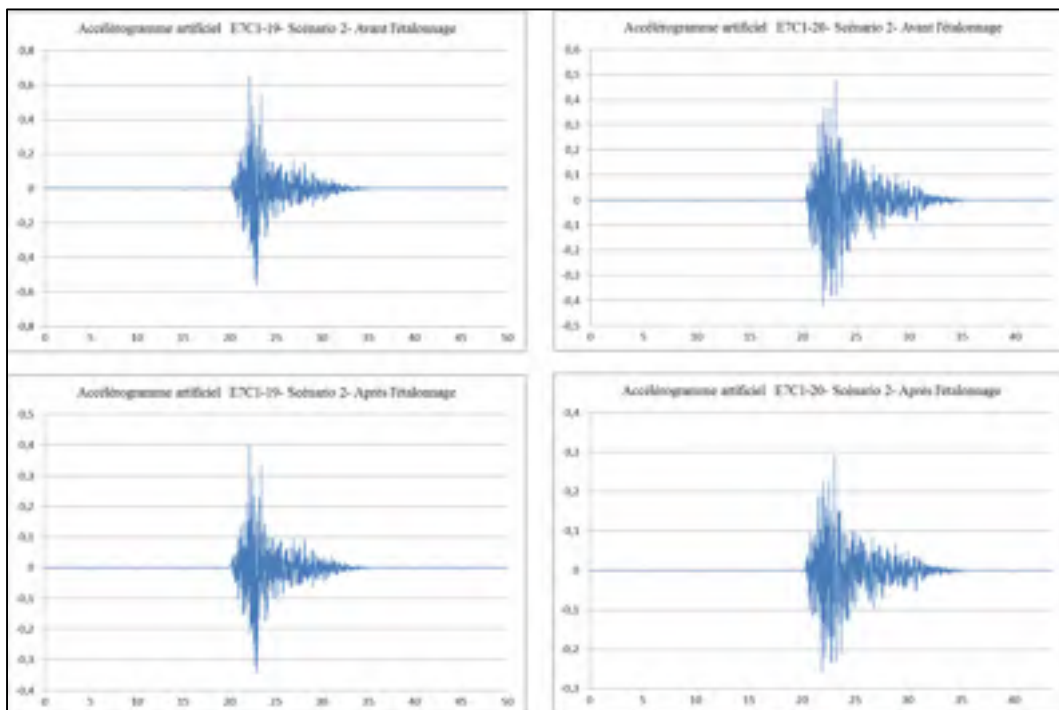


Figure-A I- 18 Accélérogrammes artificiel E7-C, région de l'est, Ville de Montréal, Sol C

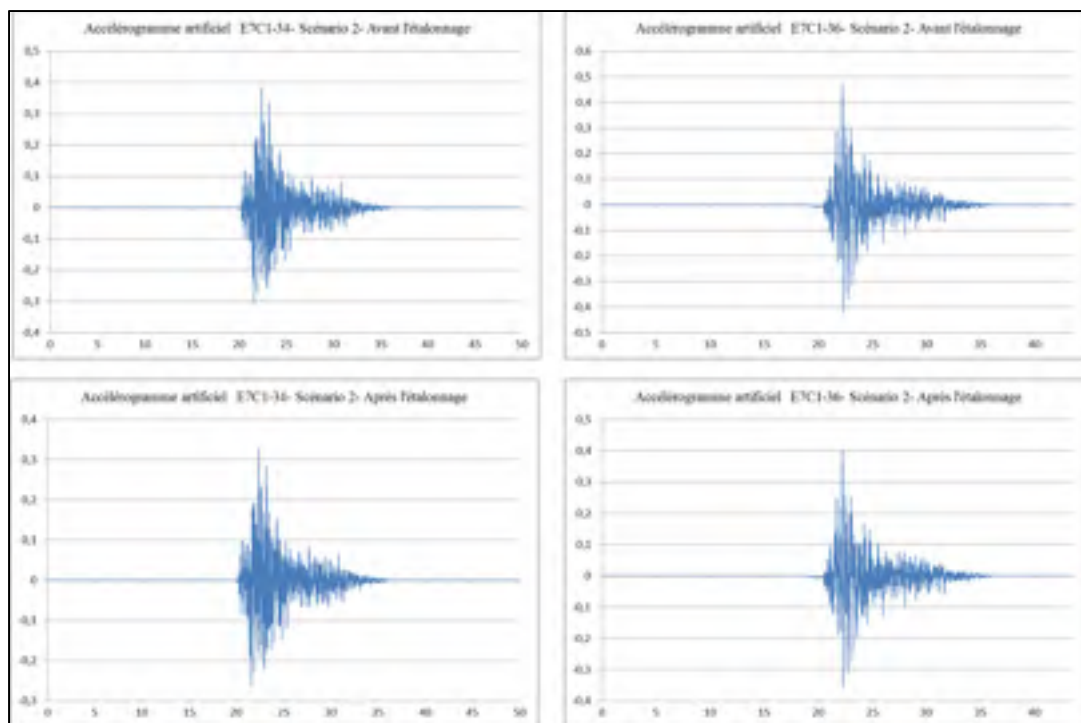


Figure-A I- 19 Accélérogrammes artificiel E7-D, région de l'est, Ville de Montréal, Sol C

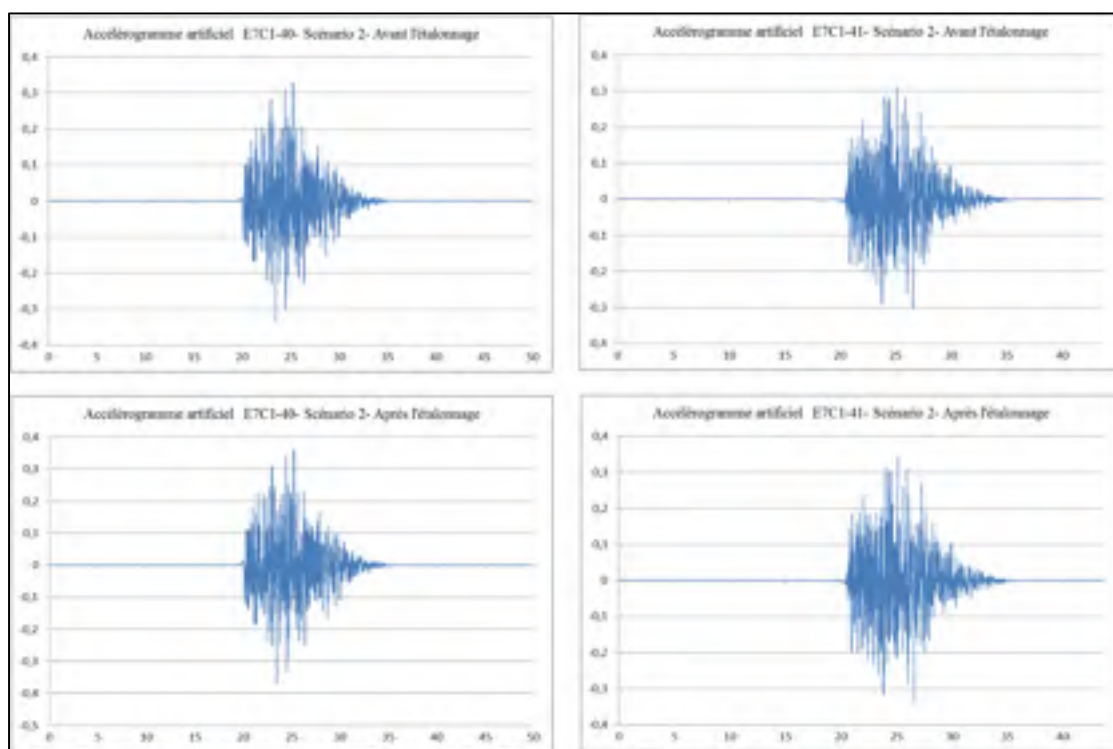


Figure-A I- 20 Accélérogrammes artificiel E7-E, région de l'est, Ville de Montréal, Sol C

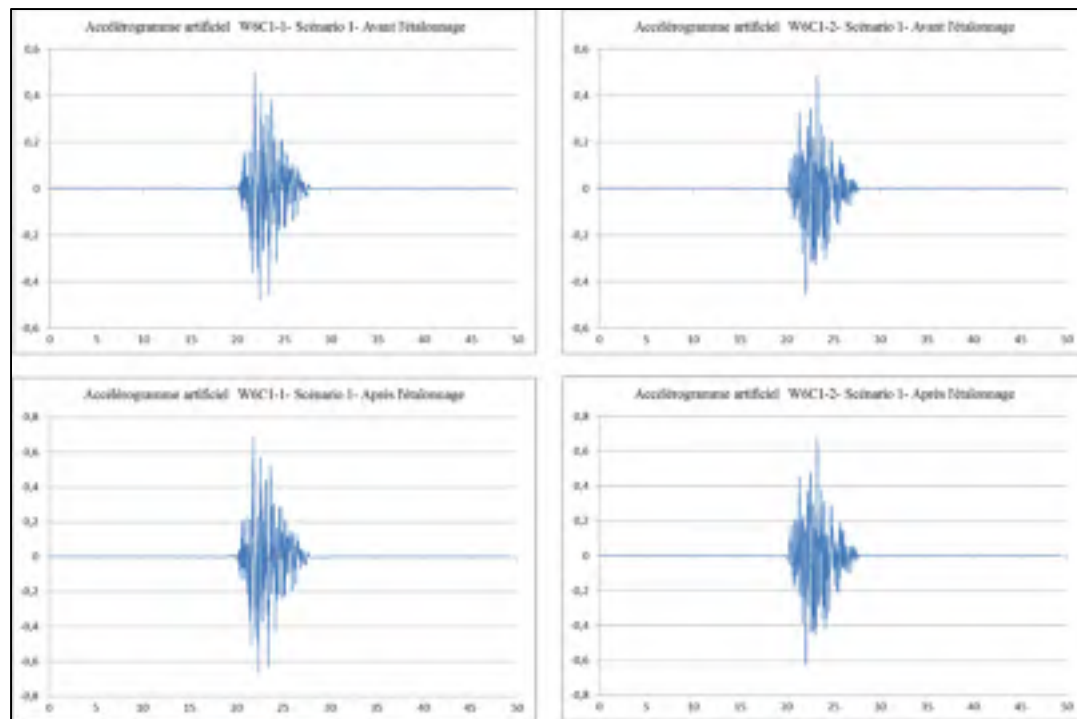


Figure-A I- 21 Accélérogrammes artificiel W6-A, région de l'ouest, Vancouver, Sol C

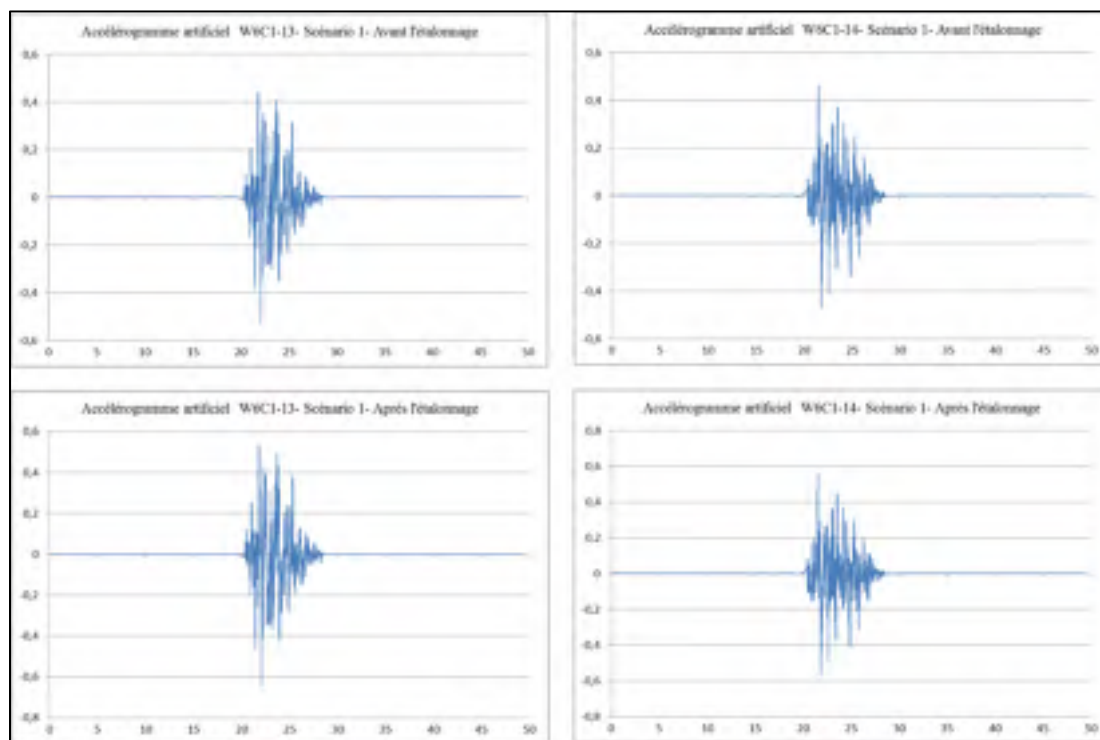


Figure-A I- 22 Accélérogrammes artificiel W6-B, région de l'ouest, Vancouver, Sol C

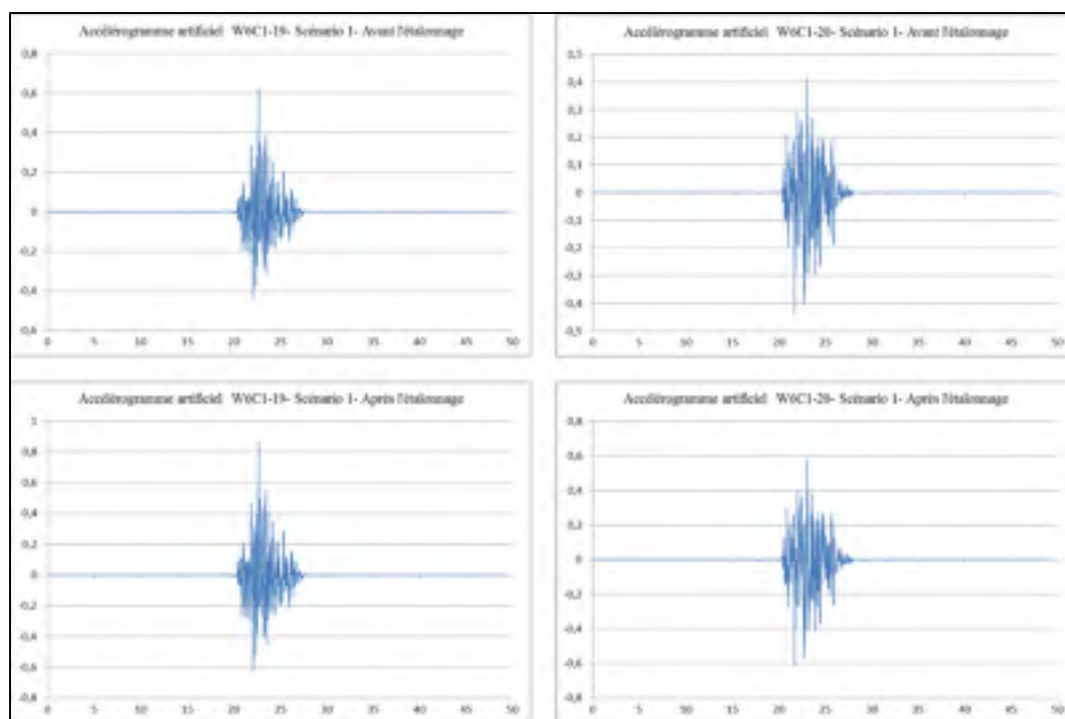


Figure-A I- 23 Accélérogrammes artificiel W6-C, région de l'ouest, Vancouver, Sol C

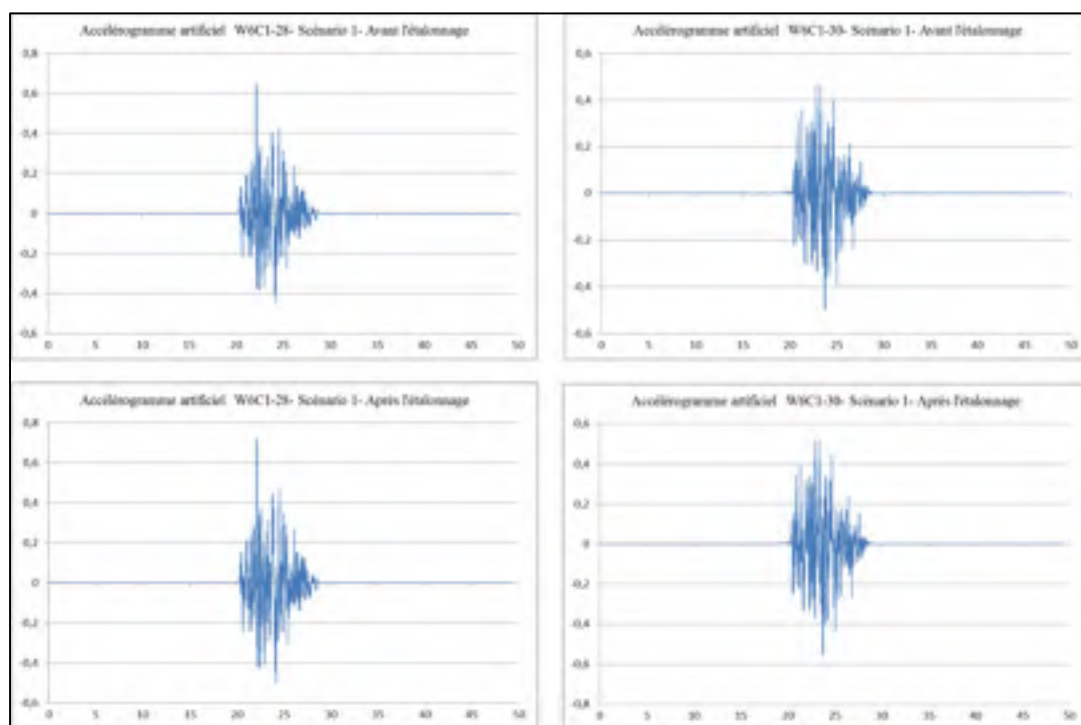


Figure-A I- 24 Accélérogrammes artificiel W6-D, région de l'ouest, Vancouver, Sol C

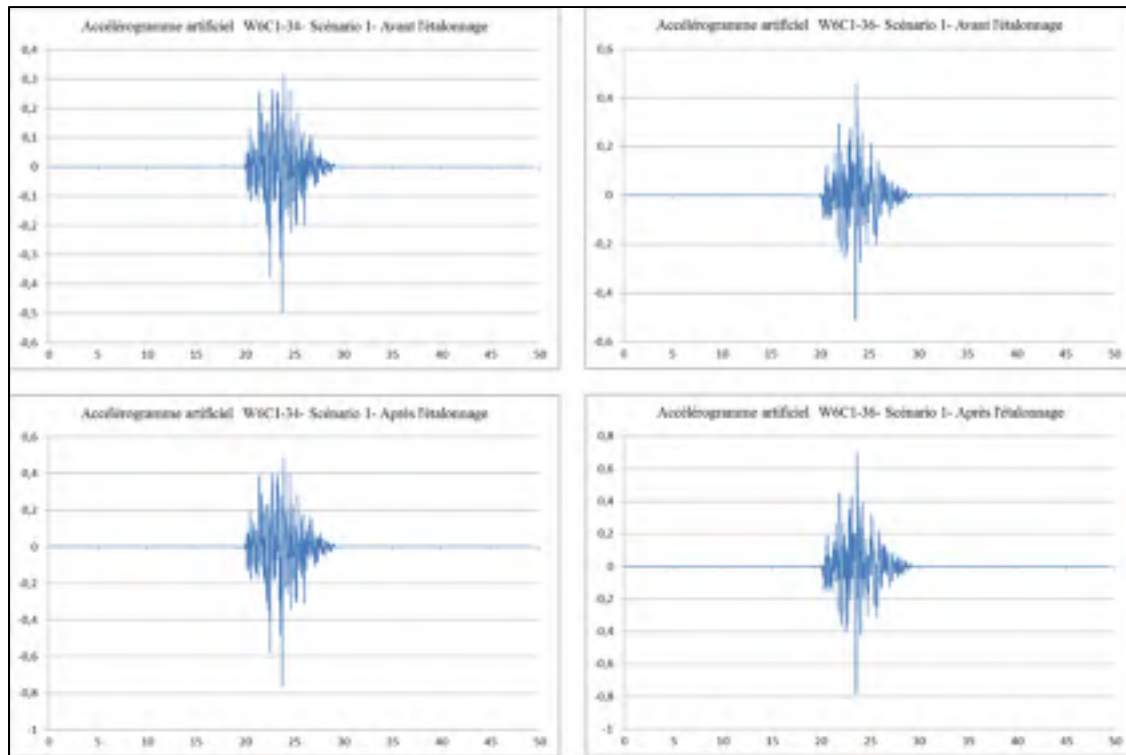


Figure-A I- 25 Accélérogrammes artificiel W6-E, région de l'ouest, Vancouver, Sol C

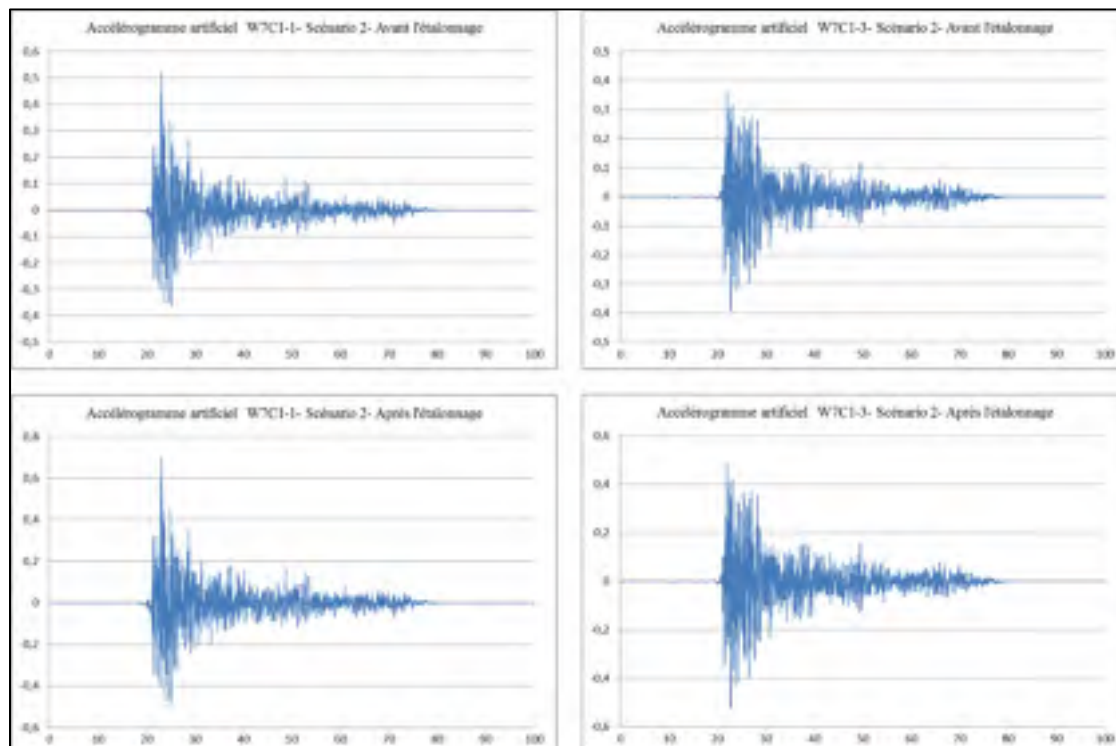


Figure-A I- 26 Accélérogrammes artificiel W7-A, région de l'ouest, Vancouver, Sol C

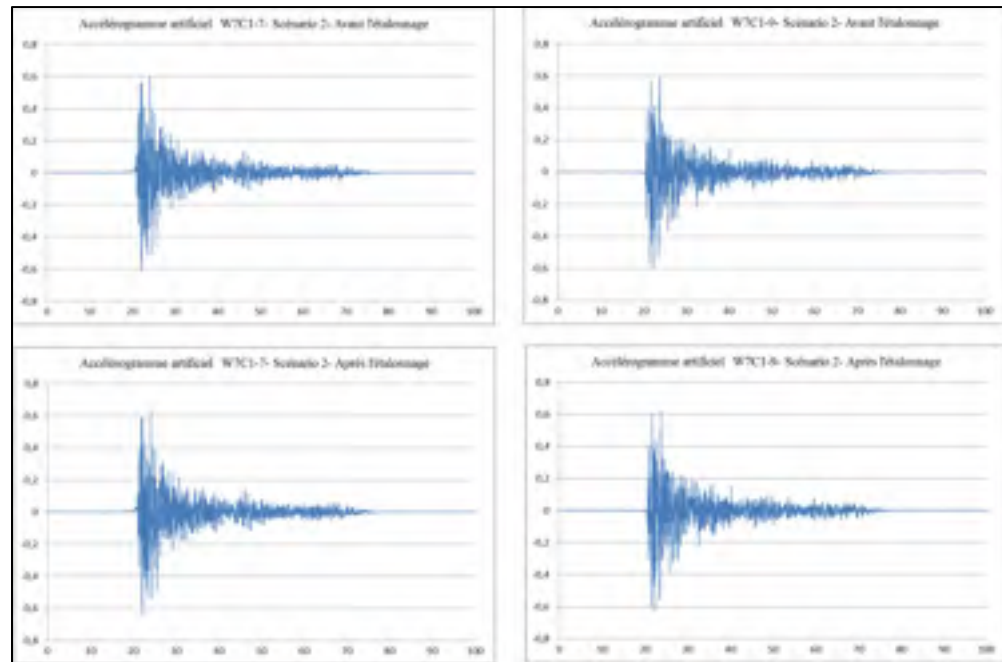


Figure-A I- 27 Accélérogrammes artificiel W7-B, région de l'ouest, Vancouver, Sol C

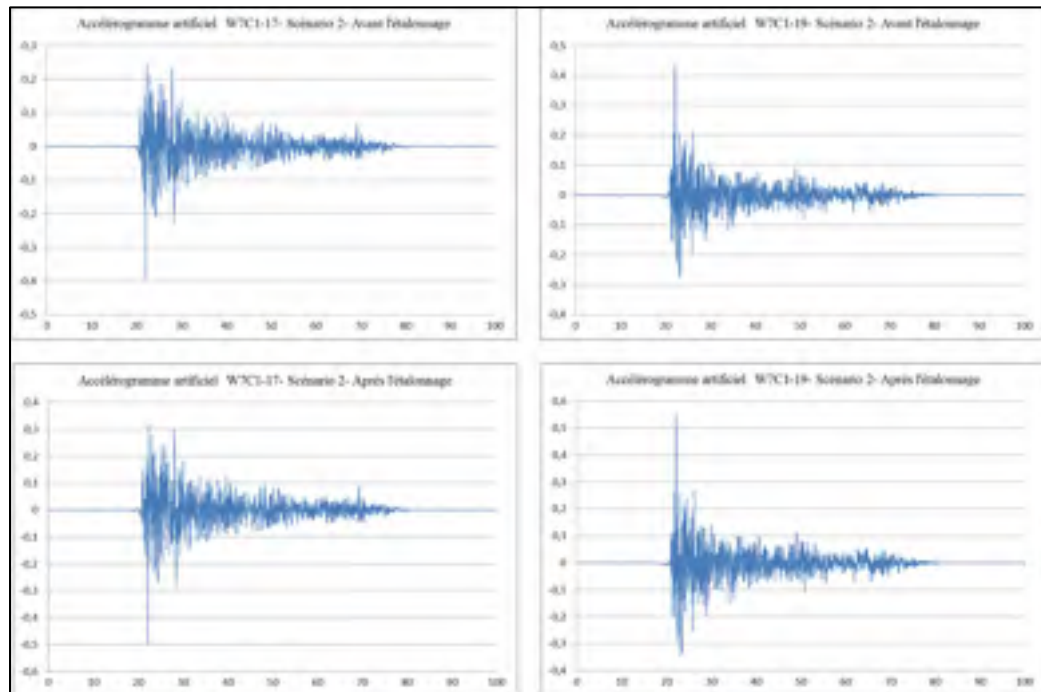


Figure-A I- 28 Accélérogrammes artificiel W7-C, région de l'ouest, Vancouver, Sol C

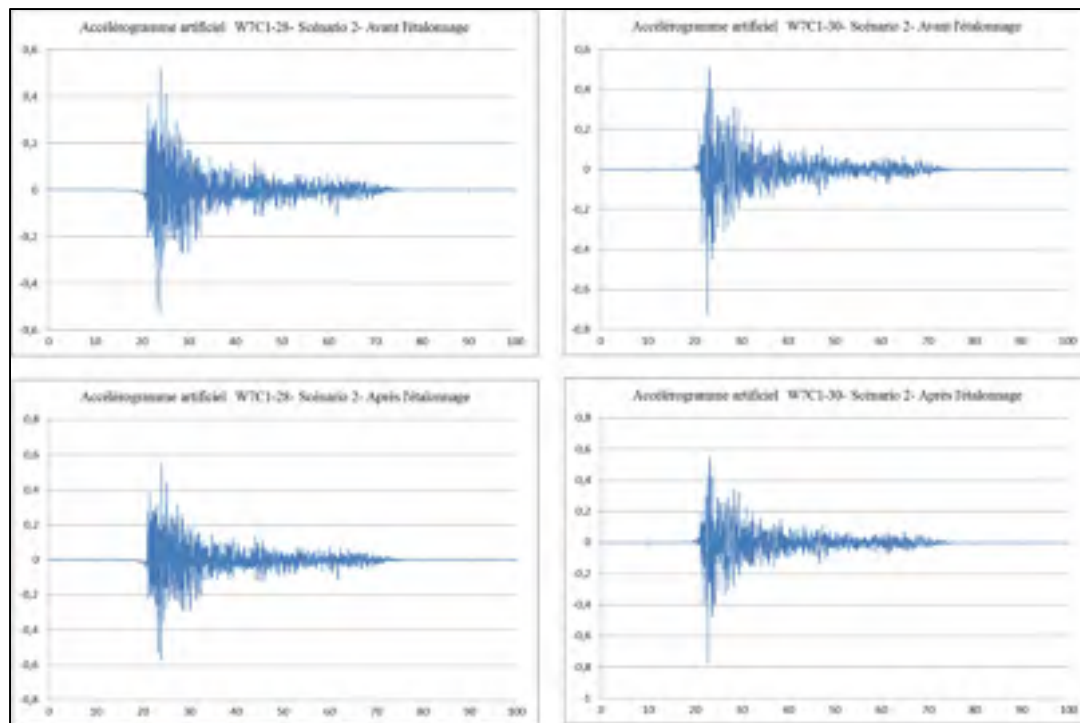


Figure-A I- 29 Accélérogrammes artificiel W7-D, région de l'ouest, Vancouver, Sol C

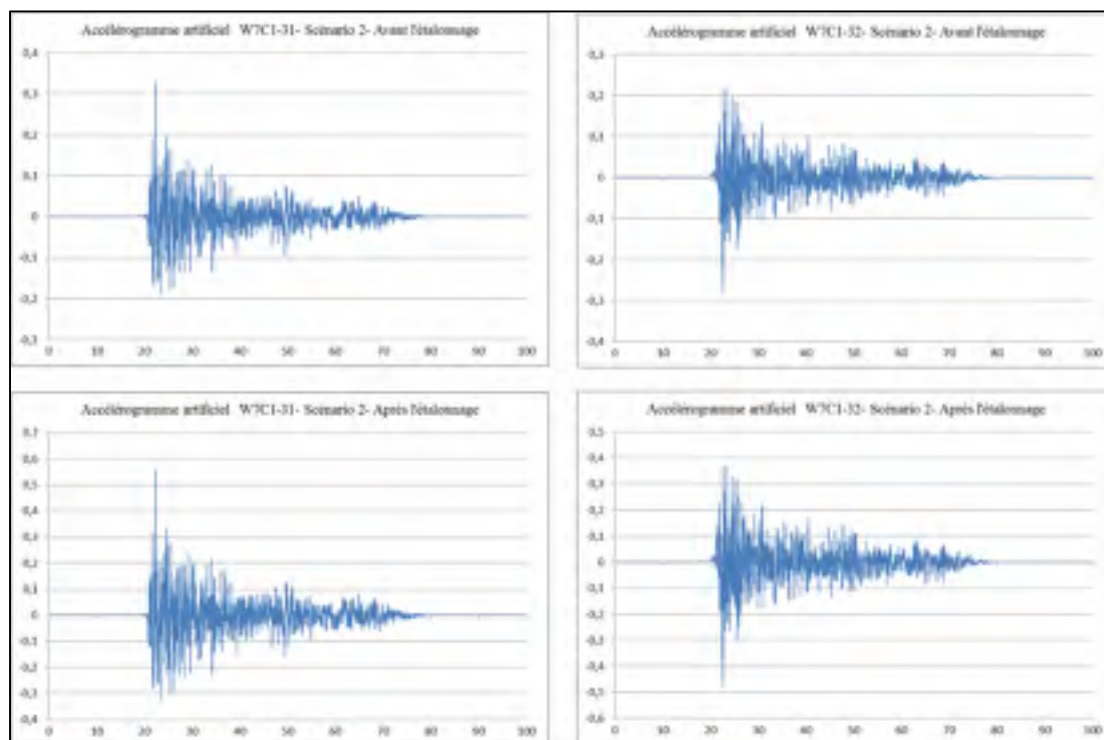


Figure-A I- 30 Accélérogrammes artificiel W7-A, région de l'ouest, Vancouver, Sol C

ANNEXE II

ARTICLE DE CONFÉRENCE 1

SEISMIC BEHAVIOUR OF REGULAR BASE-ISOLATED BRIDGES WITH LOW REINFORCEMENT RATIOS

Mohammadreza Moradiankhabiri ^a, Lotfi Guizani ^a, Amar Khaled ^a

^aDépartement de Génie de la Construction, École de Technologie Supérieure
1100 Notre Dame Ouest, Montréal, Québec, Canada H3C 1K3

Article publié à la conférence « The 11th Canadian Conference on Earthquake Engineering »
Victoria, British Columbia, Canada, en Juillet 2015

ABSTRACT

The main objective of this study is to assess the effect of lowering the minimum longitudinal reinforcement ratio on the seismic performance and the security of isolated bridges under the design and maximum credible earthquakes. This study investigates the bidirectional behavior of a regular base-isolated bridge, with minimum longitudinal reinforcement ratios, under severe seismic loadings expected in eastern and western Canada. A two span bridge with a multi-column central pier and a precast superstructure is considered as a case study. A 3D refined structural model where the seismic isolators were modelled by a coupled bidirectional nonlinear hysteresis. Columns were modelled by fiber elements to investigate the damage extent levels and ductility demands. Time history analyses and incremental dynamic analyses were performed on bridge models under simultaneous bidirectional components of seismic ground motion records, scaled to the National Building code 2005 spectra. Rectangular bridge columns with 0.3%, 0.5% and 0.8% of longitudinal reinforcement ratios were considered. Results focus on the effect of lowering the minimum longitudinal steel ratio on the damage extent and ductility demand within columns critical sections. Results are also compared to earlier findings on conventional fixed base bridge multi-column piers with low

steel ratios and the effect of the differences between east and west Canadian sites and seismic zones are pointed out.

1. Introduction

In the context of seismic design, bridge structures are usually classified according to their importance as lifeline, emergency or other bridges. The Canadian Highway Bridge Design Code (CSA, 2006) requires that lifeline bridges remain in service after the design earthquake, with no or very limited damage. Emergency bridges should allow the passage of emergency vehicles while other bridges should be designed to prevent failure accepting to expose them to moderate to severe damage levels. In the CSA-S6 code, the accepted level of damage is modulated through the simultaneous use of the Response Modification Factor, R , and the Importance Factor, I . The two factors are applied to the elastic seismic force to obtain design seismic force for conventional fixed base bridges. The R factor allows reducing design forces, with consideration of the ductility and redundancy of the structural system while the I factor is intended to limit the damage extent for important bridges by increasing the design force. Furthermore, the seismic specifications in the CSA-S6 code aim to ensure that the input seismic energy is dissipated through a ductile and stable hysteretic behaviour by specifying a set of requirements relative to the amount and configuration of the longitudinal and confinement reinforcement at critical sections of Reinforced Concrete (RC) elements.

Innovative seismic protection technologies and particularly the seismic base isolation technique are gaining increasing interest in application for bridges in Canada since the early 1990's. Seismic base isolation constitutes an efficient and well-established alternative to the fixed base strategy design in both western and eastern Canada seismic areas (Ghobarah 1988, Guizani 2003, Guizani et Chaallal 2010, Dion, 2010)). This is mainly due to its efficiency in reducing the seismic forces and increasing the seismic performance level of structures and to the more stringent seismic requirements of the last 2000 and 2006 CSA-S6 editions. Seismic base isolated lifeline and emergency bridges are designed with no reduction of design forces ($R=1$), implying that the lateral resistance system such as piers and abutments remain elastic

under earthquake ground motions. This performance level is easily achieved as seismic base isolation allows for an important reduction in force demand, typically 3 to 10 times, such that the design of these elements is generally governed by the minimum steel ratio required for shrinkage control and non-seismic loads. Bridge design codes and regulations specify limits to the longitudinal reinforcement ratio for concrete bridge columns. In Canada, the CSA-S6-06 limits the minimum longitudinal reinforcement ratio to 0.8%. This lower limit is intended essentially to avoid brittle flexural failure modes and varies significantly between codes. While lower limits of 1.0 and 0.8% are specified in the United State (AASHTO, 2010) and New Zealand, respectively, limits as low as 0.3 and 0.5% are prescribed in Europe and Japan, respectively (Priestley et al. 1994). Previous studies have shown that bridge columns with low longitudinal reinforcement ratio exhibit excellent ductile behavior. Large-scale RC circular and rectangular bridge columns specimens with longitudinal reinforcement ratio of 0.5% sustained displacement ductility in excess of 10.0 when subjected to unidirectional and bidirectional cyclic inelastic lateral displacements (Priestley et al. 1996, Khaled et al. 2011).

The lower limit of reinforcement ratio should affect more the base isolated bridges than fixed base bridges, especially in moderate to high seismic zones such as in eastern and western Canada. In these zones particularly, the minimum longitudinal reinforcement ratio specified by the Canadian code is of a practical interest as the design of base isolated bridges is more than often governed by such a limit. Earlier studies on this topic are limited to fixed base designed bridges. In this paper, the seismic behavior of isolated bridges, designed for eastern (Montreal, Quebec) and western (Vancouver, British Columbia) Canadian sites, is investigated through bidirectional nonlinear time history analyses for a common two span bridge. The objective of this study is to evaluate numerically the effect of lowering the minimum longitudinal reinforcement ratio on the seismic performance and the security of isolated and fixed base bridges under the design and maximum credible earthquakes within the Canadian seismicity context. Column longitudinal reinforcement ratios varying from 0.3% to 0.8% were considered for the bridge models located in Montreal and Vancouver, respectively. Results are examined to evaluate the trend in performance level, stability and damage extent as a function of the longitudinal reinforcement ratio in the bridge columns.

2. Ground motion time histories

2.1. Selection of the ground motion records

Two ensembles of historical ground motions recorded in eastern Canada and in western North America were selected based on the seismic hazard at Montreal and Vancouver sites, respectively. Each earthquake record includes two orthogonal horizontal components. The properties of the selected ground motion earthquakes used in this study are presented in Tables-A II- 1 and 2 for Montreal and Vancouver sites, respectively, along with the orientation of the recorded historical ground motion horizontal components.

Table-A II-1 Properties of the unscaled ground motion records for eastern Canada (Montreal site)

Record No.	Date, Event	M _w	R (km)	Component, Orientation	PGA (g)
NHN_BC1 NHN_BC2	1985 Dec. 23, Nahanni	6.5	24	Bettlement Creek- S3, N270 Bettlement Creek- S3, N360	0.186 0.194
OTT_R1 OTT_R2	2010 Juin. 23, Ottawa	5.0	58.7	Val-des-Bois- NS Val-des-Bois- EW	0.034 0.033
SAG_CN1 SAG_CN2	1988 Nov. 25, Saguenay	5.7	43	Chicoutimi Nord, N124 Chicoutimi Nord, N214	0.131 0.106
SAG_EB1 SAG_EB2	1988 Nov. 25, Saguenay	5.7	90	Les Eboulements, NS 0 Les Eboulements, EW 270	0.125 0.102
SAG_SA1 SAG_SA2	1988 Nov. 25, Saguenay	5.7	64	Saint-Andre, NS 0 Saint-Andre, EW 270	0.156 0.091

Table-A II-2 Properties of the unscaled ground motion records for western Canada (Vancouver site)

Record No	Date, Event	M _w	R (km)	Component, Orientation	PGA (g)
LP_SFP1 LP_SFP2	1989 Sept. 17, Loma Prieta	7.0	98	San-Francisco-Presidio, EW 90 San-Francisco-Presidio, NS 0	0.199 0.100
MH_SYA1 MH_SYA2	1984 Apr. 24, Morgan Hill	6.2	36	San Ysidro Gilroy #6, EW 90 San Ysidro Gilroy #6, NS 360	0.286 0.219
N_CORR1 N_CORR2	1994 Jan. 17, Northridge	6.7	41	Castaic-Old Rte, EW 90 Castaic-Old Rte, NS 360	0.568 0.514
N_SPPV1 N_SPPV2	1994 Jan. 17, Northridge	6.7	58	San Pedro Palos Verdes, EW 90 San Pedro Palos Verdes, NS 0	0.095 0.101
WN_PKC1 WN_PKC2	1987 Oct. 01, Wattier-Narrows	6.1	38	Pacoima-Kagel Can, EW 90 Pacoima-Kagel Can, NS 0	0.158 0.155

2.2. Transformation and scaling of ground motions

The two horizontal orthogonal components of the selected historical earthquakes were first transformed into their principal directions (Minor and Major), following the approach proposed by Penzien and Watabe (1975). The resulting minor and major principal components of each ground motion were then scaled to 2%/50 years uniform hazard spectra (USH), for a site condition representative of site Class C, using a spectral matching technique in the time domain (Hancock et al. 2006). The two resultant spectra were finally separated by scaling up and down the response spectra to achieve a spectral ratio of the minor to the major component of 0.75, as suggested by (López et al. 2006). The 5% damped absolute acceleration response spectra of the major and minor ground motion components at the two sites are presented in Fig-A II- 1.

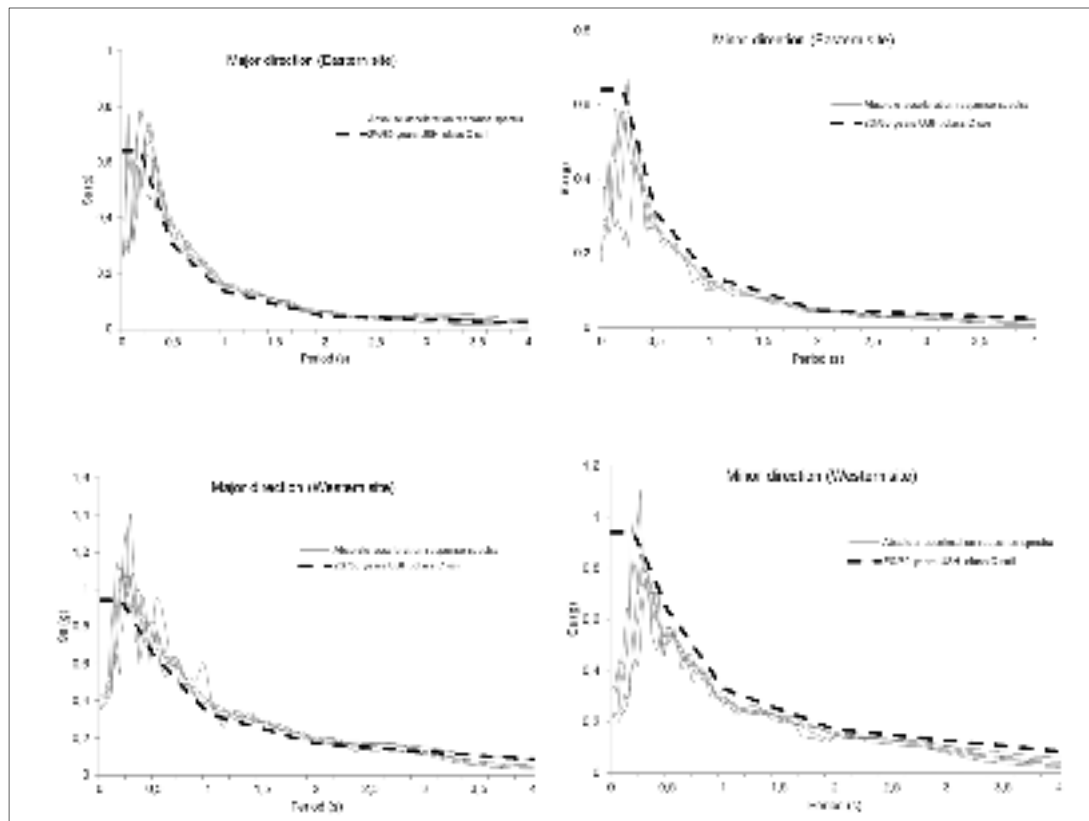


Figure-A II-1 5% damped absolute acceleration response spectra of the selected earthquake records

3. Bridge model

A common slab-on-girder concrete bridge was considered in this study, as it is representative of a large number of bridge structures encountered in North American highways. The bridge model has a total length of 72 m and an overall width of 12.9 m and consists of two-equal-span continuous straight bridge with a superstructure supported on two abutments and a central three columns bent having a rectangular cross section of 900×1800 mm and 6 m tall (Fig-A I-3 -a). The superstructure consists of 200 mm thick cast-in-place concrete slab on six NEBT1600 prestressed concrete girders. The total superstructure weight is 12293 kN. At the abutment and pier locations, the girders are supported on rubber bearing isolators, as shown in Figure 2. The bridge is assumed to be founded on soft rock or very dense soil site. This corresponds to a Class C site, according to the NBCC 2010 soil classification. The specified strength f'_c and the modulus of elasticity E_c for concrete were set to 35 MPa and 26000 MPa, respectively; whereas a yield stress $f_y = 400$ MPa and a modulus of elasticity $E_s = 200000$ MPa were assumed for the steel reinforcement.

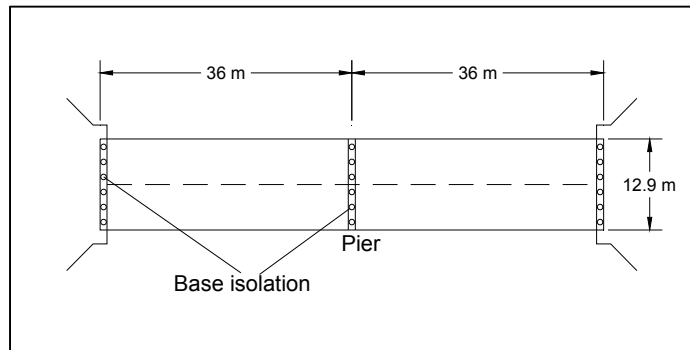


Figure-A II-2 Abutment and pier locations

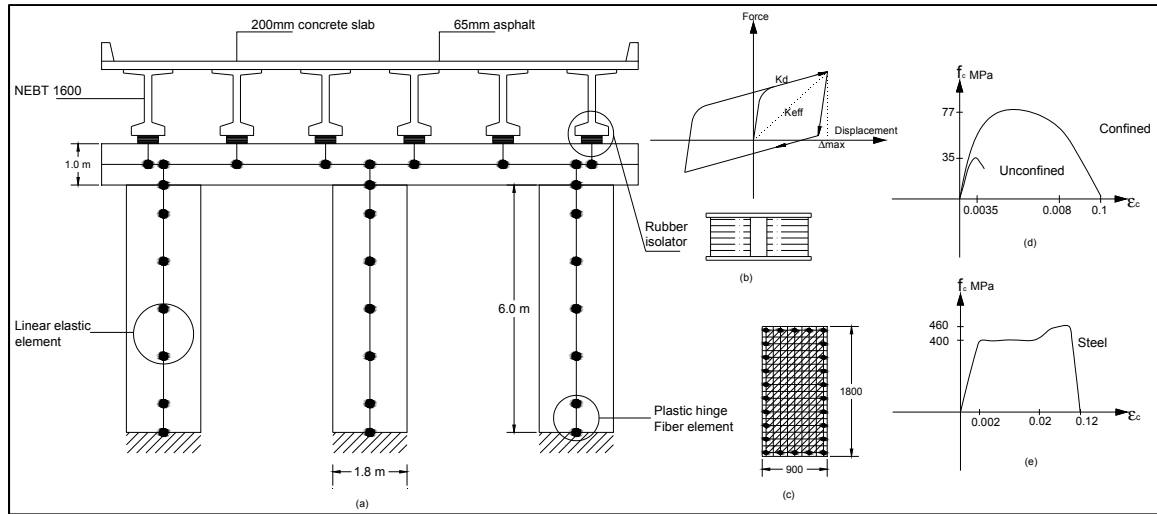


Figure-A II- 3 Base isolated bridge model

A 3D model of the bridge was built using the computer program SAP2000-v15 (CSI 2011). The bridge columns were modelled using nonlinear beam-column elements with fiber discretization of the cross section over the plastic hinge length at the top and bottom of columns whereas elastic beam-column elements were used outside the plastic hinge regions, as illustrated in (Fig-A II- 3-c). The length of the plastic hinge was estimated using Equation A II-1 (Priestley et al. 1996).

$$L_p = 0.08 L + 0.022 f_y d_{bl} \geq 0.044 f_y d_{bl} \quad (f_y \text{ in MPa}) \quad (\text{A II-1})$$

In equation AII-1, L is the distance from the critical section of the plastic hinge to the point of contraflexure, d_{bl} and f_y are the diameter and the yield stress of the longitudinal reinforcement, respectively. The stress-strain relationships for normal strength concrete by (Mander et al. 1988) were adopted for the unconfined cover and the confined concrete core, with the loading and unloading rules described by Takeda et al. (1970). The stress-strain relationship of the steel reinforcement was described using the Park et al. (1986) model with kinematic behavior. (Fig-A II-3-d and 3-e).

4. Base isolation system and modeling

The base isolation system consists of 18 seismic isolation bearings, six at each abutment and six at the pier location. As these bearings serve also to support vertical loads, their hysteretic features in the horizontal plan were scaled in proportion to their vertical tributary area. Thus, the bearings at the central pier have twice the lateral stiffness (k_d) and characteristic strength (Q_d) of those at the abutments, and are consequently set equal to 1/12th of the global characteristics of the isolation system. Bearings are supposed to have the same hysteretic characteristics for all the horizontal directions. The hysteretic characteristics were chosen so that the fundamental period of vibration of the isolated bridge and the equivalent effective damping, using the CSA-S6-06 design spectrum, are respectively 2.0 sec and 18%. This is in the range of typical values used for the design of seismic isolation systems. The global isolation system properties are shown in table-A II-3.

Table-A II-3 Global isolation system hysteretic properties

Hysteretic properties			
$K_{effective}$	K_d	Q_d	K_u
12353 kN/m	8300 kN/m	243 kN	83000 kN/m

The isolation bearings were modeled by link/support elements with the hysteretic (rubber) isolator properties implemented in SAP2000 (CSI 2011). This model is a biaxial hysteretic isolator with coupled nonlinear plasticity properties, for the two shear deformations, based on Wen (1976) plasticity model (Fig-A II-3-b). The yield surface is defined by a circle equation (constant vector amplitude) using internal hysteretic variables monitoring the deformation state in both directions.

5. Analysis and design procedures

5.1. Response spectrum analysis

The bridge models were designed according to the CSA-S6-06 specifications for a lifeline bridge ($I=3.0$). The seismic design forces were derived from multi-modal spectral analyses results where columns effective inertia were set equal to 70% of their gross inertia ($I_e=0.7I_g$) to reflect their cracked sections. Modal responses were combined according to the complete quadratic combination (CQC) method and the 30% rule was used to combine maximal responses obtained from the separate analyses in the two principal directions of the bridge. For conventional bridge columns, response modification factors R of 3.0 and 5.0 were applied respectively for the longitudinal and transversal directions, while for the isolated bridge a modification factor R equal to 1.0 was considered for both directions. Dead load forces were combined to seismic design forces and the columns required longitudinal reinforcement steel ratios (Fig-A II-4) were determined using the SPColumn software (StructurePoint 2012). The transverse reinforcement for confinement in the plastic hinge regions of the columns consists in #15 rebar's spaced at 75 mm c/c.

Table-A II- 4 Required longitudinal reinforcement ratios
for conventional and isolated bridges

East site (Montreal)		West site (Vancouver)	
Conventional bridge	Isolated bridge	Conventional bridge	Isolated bridge
1.6 %	0.02%	4.6%	0.6%

To assess the effect of lowering the minimum steel ratio, this study considered four types of columns for each site, with different longitudinal steel ratios. Columns C4 are for fixed base bridges and have steel ratios equal to the required steel ratios, i.e. 4.6% and 1.6% for western and eastern sites, respectively. Columns C1 to C3 are for base isolated bridges in both sites. Columns C3 have a steel ratio equal to the minimum steel ratio specified by the CSA-S6-06 that is 0.8%. For both sites, this ratio is higher than the required steel ratios. Columns C2

have steel ratio of 0.6%, lower than the minimum specified steel ratio. However, it is equal to the required steel ratio for the isolated bridge in western site but it is much higher than what is required for eastern site (0.02%). Columns C1 have steel ratios of 0.5% and 0.3% for western and eastern site, respectively. These low values are thought to represent the minimum practical lower limits for longitudinal steel. For western site, the ratio of 0.5% is slightly lower than the required steel ratio while for eastern site the 0.3% is still much higher than what is required for seismic resistance purpose only.

5.2. Time history analyses

Nonlinear time-history analyses were carried out using the two orthogonal principal components of the selected earthquakes as input to simulate the nonlinear seismic response of the models under the scaled earthquakes for both sites. Two series of analyses were performed: (1) analyses under the ground motions scaled to the design spectra and, (2) analyses under the same ground motions multiplied by a factor of 1.5. This second series of analyses aimed to assess the performance and reserves of strength under an extreme event representing a maximum credible earthquake.

6. Results and discussion

Tables-A II-5 to 8 present the maximum strains obtained for the unconfined concrete cover, confined concrete core and for the corner longitudinal rebar, within the columns hinge regions of the studied bridge models under all the ground motions for the design and the maximum credible earthquakes at both sites. Maximum fiber strains represent an excellent indicator and comparison parameter of the damage level associated with each case. For example, they are directly compared with the performance criteria presented in the new edition of the Canadian highway bridge design code (CSA 2014)) allowing to classify the damage severity level for each studied bridge column and to assess thereby the effect of the steel ratio content.

Table-A II-5 Maximum strains in columns under the design ground motions in western site

Fiber	Isolated bridge			Conventional bridge
	Model C1 ($\rho = 0.5\%$)	Model C2 ($\rho = 0.6\%$)	Model C3 ($\rho = 0.8\%$)	Model C4 ($\rho = 4.6\%$)
Unconfined Concrete Cover	-0.00148	-0.001376	-0.001246	-0.00165
Confined Concrete Core	-0.00127	-0.001185	-0.00108	-0.00136
Corner Longitudinal Rebar	0.001359	0.00106	0.000838	0.001615

Table-A II-6 Maximum strains under the maximum credible earthquakes in western site

Fiber	Isolated bridge			Conventional bridge
	Model C1 ($\rho = 0.5\%$)	Model C2 ($\rho = 0.6\%$)	Model C3 ($\rho = 0.8\%$)	Model C4 ($\rho = 4.6\%$)
Unconfined Concrete Cover	-0.00315	-0.003367	-0.003015	-0.00254
Confined Concrete Core	-0.00231	-0.001825	-0.001623	-0.00204
Corner Longitudinal Rebar	0.0085	0.008287	0.002178	0.003094

Table-A II-5 shows that for western site, under the design earthquakes, all the bridges/columns perform within the elastic range with no damage. The maximum strains for the unconfined concrete cover are smaller than the plastic limit (-0.002) and cover spalling is not expected as these strains are lower than the crushing limit strain (0.003 to 0.004). Strains in the confined concrete core are much less critical as they are lower than those taking place in unconfined concrete cover and as the crushing limit is much higher. Furthermore, the strain in corner longitudinal rebar is still smaller than the yield strain (0.002).

Table-A II-6 shows that when subject to the maximum credible earthquake, all the bridges responded beyond the elastic range as the corner longitudinal steel strains are larger than the yield strain (0.002). Columns C1 and C2, with the lowest steel ratios, show the largest steel strain values while steel strains in columns C3 and C4 are slightly or moderately beyond the elastic limit. However, for all bridges, the maximum strain in steel is well below the limit of repairable damage range (0.015) defined in the CSA-S6-14. Furthermore, spalling of the unconfined concrete core should not take place for the columns C3 and C4 and should be not

significant for columns C1 and C2. Confined concrete core should be still with no significant damage as the maximum strains are less than the plastic limit, except for column C1 where they are slightly over this limit. For all cases, concrete strains remain within the range of minimal damage (less than 0.004) defined in CSA-S6-14, for all bridges.

Table-A II-7 Maximum strains under the design ground motions in eastern site

Fiber	Isolated bridge			Conventional bridge
	Model C1 ($\rho = 0.3\%$)	Model C2 ($\rho = 0.5\%$)	Model C3 ($\rho = 0.8\%$)	Model C4 ($\rho = 1.6\%$)
Unconfined Concrete Cover	-0.000460	-0.000440	-0.000410	-0.001304
Confined Concrete Core	-0.000425	-0.000408	-0.000379	-0.001119
Corner Longitudinal Rebar	0.000053	0.000050	0.000045	0.000961

Table-A II-8 Maximum strains under the maximum credible earthquake in eastern site

Fiber	Isolated bridge			Conventional bridge
	Model C1 ($\rho = 0.3\%$)	Model C2 ($\rho = 0.5\%$)	Model C3 ($\rho = 0.80\%$)	Model C4 ($\rho = 1.6\%$)
Unconfined Concrete Cover	-0.00056	-0.00053	-0.00049	-0.001845
Confined Concrete Core	-0.000505	-0.000483	-0.000455	-0.001547
Corner Longitudinal Rebar	0.000119	0.000112	0.000102	0.001794

Table-A II -7 shows that, for eastern site and under the design ground motions, all the bridges are within the elastic limit with no damage in concrete or in steel, even for columns with steel ratio as low as 0.3%. For the conventional bridge, (fixed base) strains are smaller but comparable to correspondent strains obtained for the western site. For the base isolated bridges, because the seismic demand is very low (0.02%), the obtained strains are much lower (about 3 times for concrete and 30 times for steel) than their correspondent strains for isolated bridges in western site. Isolated bridge models show much lower strains than conventional bridge models (3 to 5 times). No damage should take place under the design earthquakes in eastern site for all the bridge models.

Table-A II -8 shows that, under the maximum credible earthquake, all the bridge models located in eastern site are still well below their elastic limit and show no damage. The strain values for the conventional bridge models are higher than those for the isolated bridge models (about 1.5 times for steel strains and about 3 to 4 times for concrete strains) but are still lower than the elastic limits for concrete (about 50%) and steel (about 80%).

7. Concluding remarks

All the studied bridge models, located in western and eastern sites, performed according to the design philosophy of the CSA-S6-06 that is in the elastic range under the design earthquake. This is the case also for the bridge models with reinforcement steel ratios less than the actual minimum required of 0.8%.

For the bridge Model C1, located in western site, with a steel ratio of 0.5%, the performance under design earthquake remains within the elastic range. This is because the required reinforcement steel ratio is calculated with the factored resistance while the performance is evaluated with the nominal resistance, which is 15 to 50% more.

The base isolated bridge models located in the eastern site have a very low seismic demand. Therefore, even with a steel ratio as low as 0.3%, they show no damage under both the design and the maximum credible earthquakes.

Lowering the steel ratio resulted in an increase of the maximum strains and damage indicator in concrete and in reinforcement steel. For western site bridges, higher strains and damage levels were observed under the maximum credible earthquake, however they remain within the repairable damage limit. Using the probable resistance values of materials would result in lower strains and damage levels.

Further case studies are required for the eastern site to assess the performance of base isolated bridges with a more important seismic demand and low steel ratios. Use of probable

resistance of materials should also be considered to assess the range of the expected damage. Nevertheless, the preliminary results presented in this paper indicate that lowering the minimum longitudinal reinforcement ratio to 0.5% for isolated bridge columns is of a very important practical importance, especially for eastern site, and should not jeopardize the seismic performance of these bridges.

8. References

- AASHTO, American Association of State Highway and Transportation Officials. 2010. *Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design*, 1st Edition, Washington D.C. Highway Subcommittee on Bridge and Structures, 1672 p.
- Bondonet, Gael. 1997. *Élaboration d'un isolateur à la base original pour les ponts et viaducs au Canada*. Doctorate thesis (in french), École Polytechnique de Montréal, Montreal, Canada.
- CSA. 2006. Code canadien sur le calcul des ponts routiers, 10e éd. *Norme nationale du Canada*, CAN/CSA-S6-06-06. Association canadienne de normalisation et Conseil canadien des normes. Mississauga, Ont. : Association canadienne de normalisation, 768 p.
- Chiomento, Arnaud. 2012. *Vulnérabilité sismique des piles de ponts rectangulaires sous-armées dans l'Est Canadien*. Diss. École de technologie supérieure,
- CSI, Computer & Structures. 2011. *"SAP2000-Integrated Software for Structural Analysis and Design"*. Berkeley, CA,
- Dion, Cassandra. 2010. *Étude numérique et expérimentation du comportement dynamique des ponts avec isolateurs et amortisseurs sismiques*. École Polytechnique de Montréal,
- Ghobarah, A.1988. *"Seismic behaviour of highway bridges with base isolation"*. Canadian Journal of Civil Engineering, vol. 15, no 1, p. 72-78.
- Guizani, Lotfi. 2003. *Sur l'isolation sismique des ponts au Canada*. In 10e Colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art,
- Guizani, Lotfi, Chaallal, Omar. 2010. *Mise en conformité sismique des ponts par isolation de la base - Application au pont Madrid au Québec*. Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 38, no 1, p. 1-10.

- Guizani, Lotfi. 2015. *Influence de la sismicité sur la performance des ponts isolés à la base au Canada*. in 22e Colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art,
- Hancock, J., Watson-Lamprey, J., Abrahamson, N.A., Bommer, J.J., Markatis, A., McCoy, E., Mendis, R. 2006. *"An improved method of matching response spectra of recorded earthquake ground motion using wavelets"*. Journal of Earthquake Engineering, vol. 10, no SPEC. ISS. 1, p. 67-89.
- Khaled, Amar, Massicotte B, Tremblay R. 2011. *"Cyclic testing of large-scale rectangular bridge columns under bidirectional earthquake components"*. Journal of Bridge Engineering, vol. 16, no 3, p. 351-363.
- Lopez, O.A., Hernandez, J.J., Bonilla, R, Fernandez, A. 2006. *"Response spectra for multicomponent structural analysis"*. Earthquake spectra, vol. 22, no 1, p. 85-113.
- Mander, J. B., Priesley, M.J.N, Park, R. 1988. *"Theoretical stress-strain model for confined concrete"*. Journal of structural engineering New York, N.Y., vol. 114, no 8, p. 1804-1826.
- Park, Y.J., Wen, Y-K, Ang, A. 1986. *"Random vibration of hysteretic systems under bi-directional ground motions"*. Earthquake engineering & structural dynamics, vol. 14, no 4, p. 543-557.
- Penzien, J, Watabe, M. 1975. *"Characteristics of 3-Dimensional Earthquake Ground Motions"*. Coll. Earthquake Eng. and Struct. Dyn,
- Priestley M.J.N, Benzoni G. 1996. *"Seismic performance of circular columns with low longitudinal reinforcement ratios"*. ACI Structural Journal, vol. 93, no 4,
- StructurePoint. 2012. *"SpColumn: Design and investigation of concrete column sections, V.4.8"*. StructurePoint productivity suite of powerful software tools for reinforced concrete analysis and design, Skokie, IL,
- Takeda, T., Sozen, M.A, Nielsen, N.N. 1970. *"Reinforced concrete response to simulated earthquakes"*. Journal of the Structural Division, vol. 96, no 12, p. 2557-2573.
- Wen, Y-K. 1976. *"Method for random vibration of hysteretic systems"*. Journal of the engineering mechanics division, vol. 102, no 2, p. 249-263.

ANNEXE III

ARTICLE DE CONFÉRENCE 2

COMPORTEMENT SISMIQUE DES PILES DE PONTS ISOLÉS À LA BASE AVEC FAIBLES TAUX D'ARMATURES LONGITUDINALES

Mohammadreza Moradiankhabiri ^a, Lotfi Guizani ^a, Amar Khaled ^a

^aDépartement de Génie de la Construction, École de Technologie Supérieure
1100 Notre Dame Ouest, Montréal, Québec, Canada H3C 1K3

Article publié à la conférence 23e colloque de la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'arts, Québec, Canada en mai 2016

Résumé

L'isolation sismique de la base est de plus en plus utilisée sur les structures de ponts au Canada depuis les années 1990. Cela est principalement attribuable à son efficacité dans la réduction des forces sismiques et à l'amélioration de la performance sismique qu'elle procure aux structures. Or, l'isolation sismique de la base des ponts permet généralement une réduction si importante de la demande sismique sur les piles que la conception de celles-ci est, dans la plupart des cas, gouvernée par le taux d'armature longitudinale minimale requis par le code, pour le contrôle du retrait et des charges non-sismiques. Des recherches précédentes sur les ponts conventionnels ont démontré la possibilité de réduire le taux d'armature longitudinale minimale dans les piles de ponts de 0,8% à 0,5%, lorsqu'un confinement adéquat est assuré. Ce projet s'inscrit dans le cadre de la poursuite d'un objectif global qui consiste à étudier l'effet de la réduction du taux minimum d'armature longitudinale sur la performance sismique des ponts isolés à la base. Cette étude considère des mouvements sismiques bidirectionnels du sol anticipés dans deux sites situés à l'est et l'ouest du Canada.

Un pont typique à deux travées avec une pile centrale à colonnes multiples est utilisé dans le cadre de ce projet. Des isolateurs sismiques, caractérisés par un comportement hystérétique bilinéaire couplé dans les deux directions sont incorporés au modèle tridimensionnel du pont isolé à la base. Les colonnes de la pile sont modélisées par des éléments fibres afin de pouvoir suivre l'évolution des dommages. Des analyses dynamiques temporelles non linéaires sont effectuées sur plusieurs variantes du modèle de base du pont, soumises aux composantes horizontales des mouvements sismiques sélectionnés. Ces composantes ont été préalablement calibrées sur les spectres du CNBC des sites. Le taux d'armature longitudinale dans les colonnes varie de 0,3% à 0,8%.

Les résultats de l'étude permettent de mieux comprendre comment la réduction du taux d'armature longitudinale affecte la réponse et la performance sismique de ce type de pont lorsqu'il est isolé à la base dans les deux régions de l'est et de l'ouest du Canada. De plus, l'étude permet de vérifier si les conclusions des études précédentes, quant à la réduction possible du taux d'armature longitudinale pour les ponts conventionnels, peut être étendue aux ponts isolés à la base dans le contexte de l'aléa sismique du Canada, défini dans le code national du bâtiment 2010.

1. Introduction

Dans un contexte de conception parasismique, les ponts sont classés selon leurs importances. Le code canadien de calcul de ponts routiers (CSA-S6) définit trois(3) classes d'importance et module les dommages et la performance sismique ciblée lors de la conception en fonction de cette classification. Alors que le code S6-06 établit ces critères de performance de manière implicite et indirecte, la nouvelle édition du code S6, le S6-14, spécifie explicitement la performance sismique via son approche de conception axée sur la performance. Par exemple, les ponts les plus importants, classés ponts de secours dans le code S6-06 ou essentiels dans le code S6-14, doivent rester en service et pratiquement sans dommage après le séisme de conception; alors que des niveaux de dommages plus sévères sont acceptés pour les ponts des autres classes, et ce selon la récurrence du séisme. Dans le cas où les dommages

sont acceptables, des spécifications sismiques dans le CSA-S6 ont pour le but de s'assurer que la dissipation de l'énergie sismique se fasse par un comportement ductile et stable, au sein de zones critiques préalablement établies. C'est la raison pour laquelle certaines exigences concernant ces zones critiques, notamment celles relatives au pourcentage et à la configuration des armatures pour les éléments en béton armé, doivent être respectées.

La technologie de l'isolation sismique de la base des ponts a été utilisée au Canada depuis les années 1990. Elle constitue désormais une alternative efficace et bien établie pour les ponts conventionnels (avec base fixe) et ce aussi bien dans les régions sismiques de l'est que celles de l'ouest du Canada ((Ghobarah 1988, Guizani 2003, Guizani et Chaallal 2010, Dion, 2010)). Ainsi, au Québec, on ne dénombre pas moins d'une douzaine de ponts conçus et/ou réhabilités au moyen de l'isolation sismique de la base (Guizani, 2015). Cette popularité croissante est principalement due à l'efficacité de cette technique dans la réduction des forces sismiques et l'augmentation du niveau de performance sismique des structures, combinée à des exigences plus strictes des trois dernières éditions du code canadien des ponts routiers (CSA S6 2000, 2006 et 2014). Le niveau de performance, associé à une réponse élastique, sans dommages, est généralement facile à atteindre pour les ponts isolés à la base, car l'isolation sismique permet de réduire la demande sismique élastique, typiquement de 3 à 10 fois. Dès lors, au Québec, la conception des éléments structuraux, notamment les colonnes de ponts isolés à la base est, le cas échéant, gouvernée par le pourcentage d'armature longitudinale minimale.

Les codes de conception des ponts spécifient des limites pour le pourcentage d'acier d'armature longitudinale dans les colonnes en béton armé. Au Canada, le code CSA-S6 spécifie une valeur minimale de 0,8%, laquelle vise à contrer les effets de retrait et de fluage et à éviter les modes de rupture fragiles. Cependant, cette limite inférieure varie considérablement entre les codes. Par exemple, les limites inférieures de 1,0 et 0,8% sont spécifiées aux États-Unis et en Nouvelle Zélande Respectivement (AASHTO 2010, Chiomento 2012). Des limites aussi basses que 0,3% et 0,5% sont spécifiées en Europe et au Japon, respectivement (Priestley et al. 1996). Des essais cycliques unidirectionnels et bidirectionnels

effectués sur des colonnes de pont circulaires et rectangulaires pourvues d'un pourcentage d'armature longitudinale de 0,5% ont présenté un comportement très ductile (Priestley et al. 1994; Khaled et al. 2011). Bien que le taux d'armature longitudinale dans les colonnes testées était inférieur au minimum requis par le code, des ductilités en déplacement supérieures à 10,0 ont été observées avant la rupture des spécimens. La limite inférieure du pourcentage d'armature longitudinale est d'une importance plus accentuée pour les ponts isolés à la base que les ponts conventionnels, spécialement dans les zones à sismicité modérée comme les régions de l'est et de l'ouest du Canada. Dans ces deux zones, et plus particulièrement au Québec, la valeur minimale de l'acier d'armature longitudinale spécifiée par le CSA-S6 gouverne souvent la conception des ponts isolés à la base.

Les études précédentes au sujet des armatures longitudinales minimales et de son effet sur la performance sismique des ponts restent limitées aux ponts conventionnels, à bases fixes, conçus selon le principe de calcul par capacité. Dans cet article, le comportement sismique des ponts à bases isolées, conçus pour la région de l'est du Canada (Montréal au Québec) et la région de l'ouest du pays (Vancouver en Colombie-Britannique) est examiné à partir des résultats d'analyses temporelles non-linéaires bidirectionnelles d'un pont régulier à deux travées. L'objectif est d'évaluer numériquement l'effet de la diminution du pourcentage d'armatures longitudinales, en dessous du minimum actuellement requis par le code, sur le comportement et la performance sismique des ponts isolés en comparaison avec les ponts conventionnels. Afin d'explorer les réserves de résistance, et par conséquent la marge de sécurité, deux niveaux de séisme sont considérés : 1) le séisme de conception du CNB 2010 et; 2) le séisme maximum crédible défini comme étant 50% plus intense. Différents pourcentages d'acier d'armatures longitudinales allant de 0,3% à 0,8%, répondants tous à la demande sismique élastique du séisme de calcul, sont considérés pour les variantes du modèle de l'étude, pour les 2 sites sélectionnés, Montréal et Vancouver. Les résultats obtenus sont examinés en termes d'indicateurs de dommages, à savoir les déformations dans différentes fibres, afin d'évaluer la performance sismique et l'étendue des dommages en fonction du pourcentage d'acier d'armatures longitudinales dans les colonnes des ponts isolés.

2. Sélection et la calibration des signaux sismique historique

2.1 Sélection des signaux sismiques

Deux ensembles d'enregistrements sismiques historiques, représentatifs de la sismicité de l'est et de l'ouest du Canada, ont été sélectionnés sur la base sur l'aléa sismique pour les sites de Montréal et Vancouver, respectivement. Montréal et Vancouver sont les deux villes urbaines du Canada où le risque sismique est le plus élevé. Chaque enregistrement sismique est composé de deux composantes horizontales orthogonales. Un résumé des propriétés des enregistrements choisis pour les deux sites sont présentées dans les tableaux A III-1 et 2.

Tableau-A III-1 Propriétés des signaux sismiques non calibré pour la région de l'Est du Canada (Montréal, Québec)

Numéro	Date, Tremblement de terre	M _w	R (km)	Composant, Orientation	PGA (g)
NHN_BC1 NHN_BC2	1985 Dec. 23, Nahanni	6,5	24	Bettlement Creek- S3, N270 Bettlement Creek- S3, N360	0,186 0,194
OTT_R1 OTT_R2	2010 Juin. 23, Ottawa	5,0	58,7	Val-des-Bois- NS Val-des-Bois- EW	0,034 0,033
SAG_CN1 SAG_CN2	1988 Nov. 25, Saguenay	5,7	43	Chicoutimi Nord, N124 Chicoutimi Nord, N214	0,131 0,106
SAG_EB1 SAG_EB2	1988 Nov. 25, Saguenay	5,7	90	Les Éboulements, NS 0 Les Éboulements, EW 270	0,125 0,102
SAG_SA1 SAG_SA2	1988 Nov. 25, Saguenay	5,7	64	Saint-André, NS 0 Saint-André, EW 270	0,156 0,091

Tableau-A III-2 Propriétés des signaux sismiques non calibré pour la région de l'Ouest du Canada (Vancouver, Colombie-Britannique)

Numéro	Date, Tremblement de terre	M _w	R (km)	Composant, Orientation	PGA (g)
LP_SFP1 LP_SFP2	1989 Sept. 17, Loma Prieta	7,0	98	San-Francisco-Presidio, EW 90 San-Francisco-Presidio, NS 0	0,199 0,100
MH_SYA1 MH_SYA2	1984 Apr. 24, Morgan Hill	6,2	36	San Ysidro Gilroy #6, EW 90 San Ysidro Gilroy #6, NS 360	0,286 0,219
N_CORR1 N_CORR2	1994 Jan. 17, Northridge	6,7	41	Castaic-Old Rte, EW 90 Castaic-Old Rte, NS 360	0,568 0,514
N_SPPV1 N_SPPV2	1994 Jan. 17, Northridge	6,7	58	San Pedro Palos Verdes, EW 90 San Pedro Palos Verdes, NS 0	0,095 0,101
WN_PKC1 WN_PKC2	1987 Oct. 01, Wattier-Narrows	6,1	38	Pacoima-Kagel Can, EW 90 Pacoima-Kagel Can, NS 0	0,158 0,155

2.2 Transformation et calibration des signaux sismiques

Les deux composantes horizontales des enregistrements sismiques ont été d'abord transformées selon leurs axes principaux (mineurs et majeurs), suivant la procédure proposée par Penzien et Watabe (1975). Les composantes principales, mineures et majeures, de chaque enregistrement ont été par la suite calibrées sur le spectre de réponse de l'aléa sismique uniforme du Code National du Bâtiment du Canada 2010 (CNBC 2010) pour un sol C et une probabilité de retour de 2% dans 50 ans. La calibration a été effectuée par la méthode d'ajustement dans le domaine temporel, à l'aide du logiciel Seismomatch (Hancock et al, 2006). Les intensités des deux composantes de chaque enregistrement calibrées ont été ajustées par des facteurs de 1,142 et 0,858 afin de respecter un rapport spectral de 0,75 pour les deux composantes orthogonales (Lopez et al. 2006). Les spectres des accélérogrammes calibrés pour les deux régions de l'étude sont montrés dans la figure A III-1.

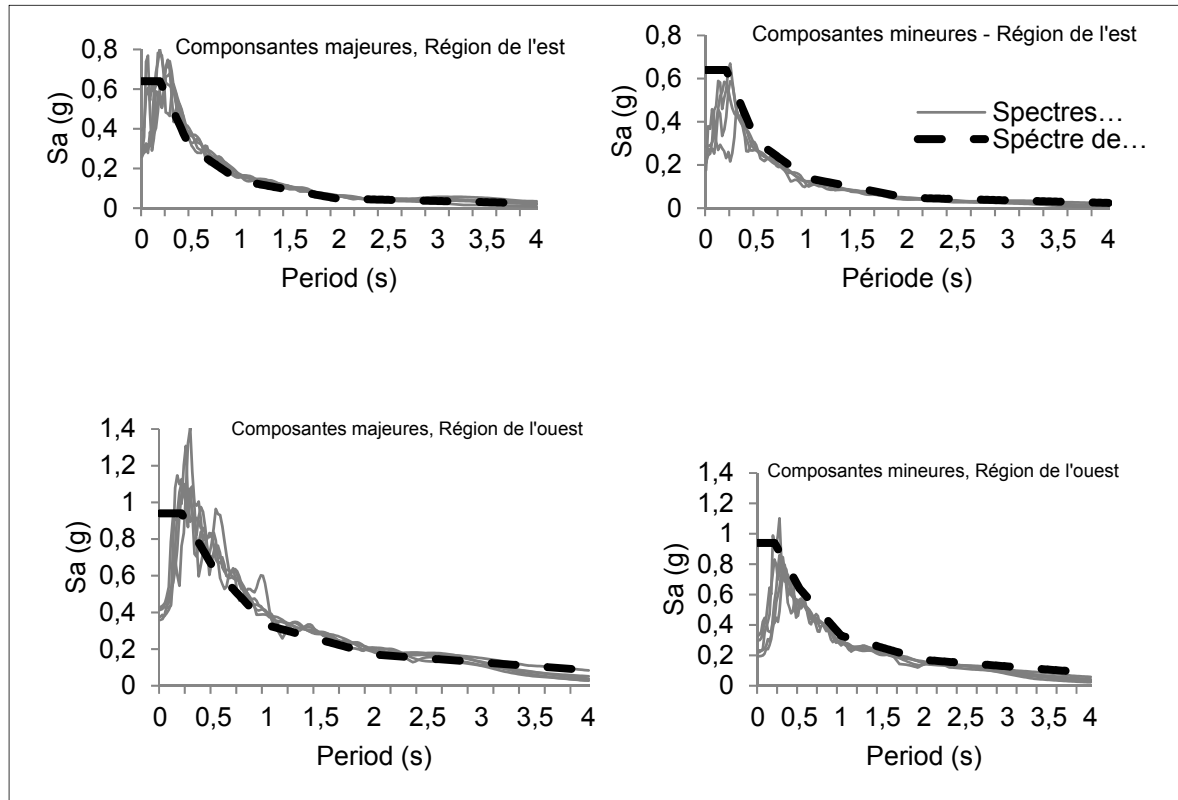


Figure-A III-1 Spectres des accélérogrammes calibré sur le spectre de réponse du CNBC2010

3. Modèle du pont

Le pont étudié est un pont régulier continue à deux travées de 36m chacune. Le tablier, composé de d'une dalle en béton reposant sur six (06) poutres préfabriquées en béton de type NEBT1600, s'appuie sur deux culées et une pile centrale. La pile est constituée de trois colonnes rectangulaires en béton de 900 mm x 1800 mm, d'une hauteur de 6m, et d'un chevrete de 1,0 m x 1,0m x 13,0m. Les figures 2 et 3 montrent une vue en plan et une coupe du pont ainsi que l'emplacement des isolateurs sismiques. Le modèle de rotule plastique concentrée a été retenu, dans SAP2000, pour représenter la zone dans laquelle la colonne se comporte dans le domaine inélastique. La longueur de la rotule plastique, L_p , a été déterminée à l'aide de l'équation A III-1 proposée par Priestley et al. (1996), tel que suggéré dans le guide de conception des ponts, (Aviram et al. 2008).

$$L_p = 0.08 L + 0.022 f_y d_{bl} \geq 0.044 f_y d_{bl} \quad (f_y \text{ in MPa}) \quad (\text{A III-1})$$

Où d_{bl} et f_y représentent respectivement le diamètre et la limite élastique de l'armature longitudinale. La zone de rotule plastique est modélisée au moyen d'éléments fibres avec un comportement axial non linéaire (Figure-A III-3-(c)).

La résistance en compression, f'_c , et le module d'élasticité, E_c , du béton sont respectivement de 35MPa et de 26000 MPa. Une limite élastique, $f_y = 400$ MPa et un module d'élasticité, $E_s = 200000$ MPa ont été considérés pour l'acier d'armature.

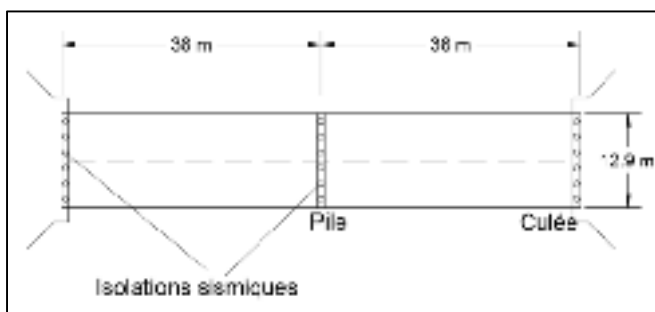


Figure-A III-2 Localisation des piles et des culées

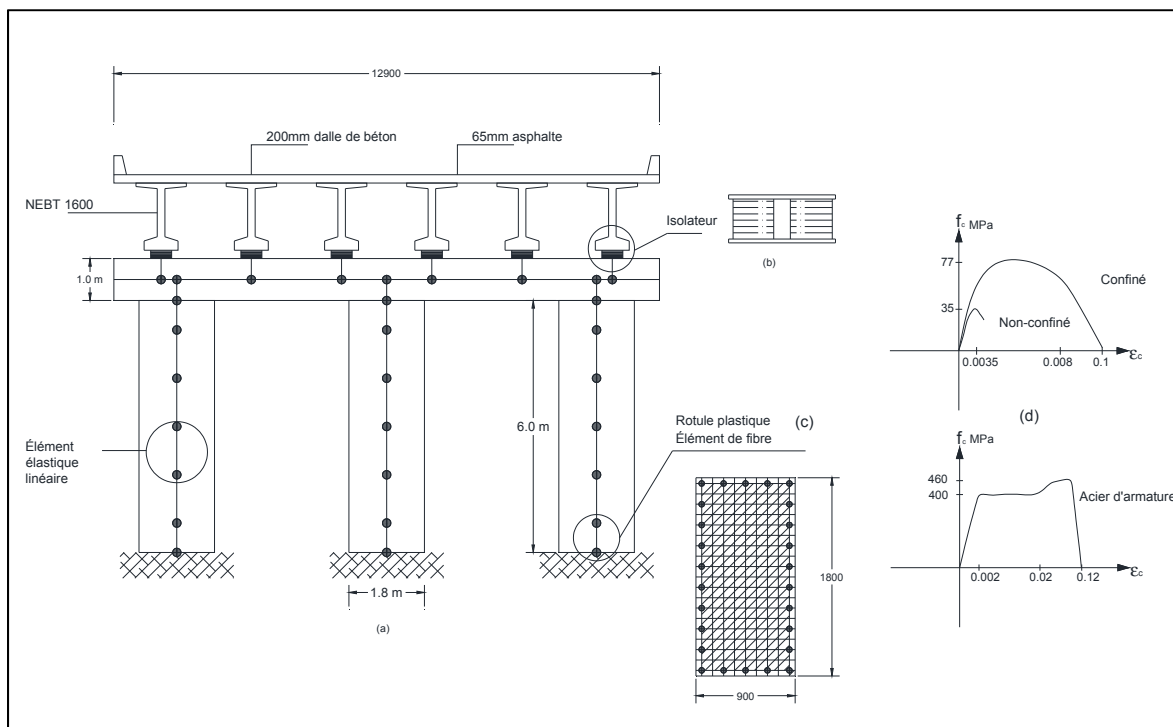


Figure-A III-3 Modèle du pont isolé

Le modèle de comportement contrainte-déformation adopté, pour le béton confiné et non confiné, est celui de Mander et al. (1988), illustré sur la figure-A III-3-d). Celui-ci a été jumelé aux règles de dégradation du modèle Takeda et al. (1970). Le comportement de l'acier d'armature est représenté par le modèle de Park et al, (1986), illustré sur la figure-A III-3-d).

3.1 Le système d'isolation sismique

Le système d'isolation sismique est composé de 18 isolateurs sismiques répartis à raison de six appuis par unité de fondation. Étant donné que les appuis supportent également les charges verticales, leurs propriétés hystérétiques pour les charges horizontales sont réparties proportionnellement à leurs capacités verticales, soit 50% à la pile centrale et 25% à chaque culée. Cela veut dire que les appuis sur la pile ont une rigidité latérale post-élastique (k_d) et une résistance caractéristique initiale (Q_d) égalant deux fois celles des appuis aux culées. Les isolateurs ont des caractéristiques d'hystérésis identiques dans les deux directions horizontales. Les propriétés hystérétiques ont été choisies de telle sorte que la période de vibration et l'amortissement du système linéaire équivalent, calculées en utilisant le spectre du code CSA-S6-06, soient de 2,0s et de 18% respectivement. Ces valeurs sont à l'intérieur des valeurs typiques utilisées pour la conception des isolateurs sismiques au Canada durant la dernière décennie. Les propriétés hystérétiques globales de système d'isolation sont présentées au tableau-A III-3. Les propriétés d'un appui à la pile égalent le 1/12ième et celles d'un appui à la culée le 1/24ième de ces valeurs globales.

Tableau-A III-3 Propriétés hystérétiques globales du système d'isolation du pont

Hysteretic properties			
$K_{effective}$	K_d	Q_d	K_u
12353 kN/m	8300 kN/m	243 kN	83000 kN/m

Les isolateurs sismiques ont été modélisés dans SAP2000 par les éléments de lien « Link-Elements » avec le comportement hystérétique de l'isolateur en élastomère (CSI 2011). Le

modèle d'hystérésis bidirectionnel adopté a un comportement bilinéaire couplé en cisaillement, basé sur le modèle de Wen (CSAI2011, Wen 1976).

4. Procédures d'analyse et de conception

4.1 Analyse spectrale

Le pont a été conçu conformément aux exigences du code CSA-S6 en considérant un pont de secours ($I=3,0$) à une différence près : Le spectre de réponse du CNBC2010 est utilisé à la place de celui du S6-06 pour le calcul de la demande sismique élastique. Les forces sismiques ont été calculées à partir d'une analyse spectrale multi-modale. Une inertie égale à 70% de l'inertie de la section brute du béton a été considérée comme inertie effective des colonnes pour tenir compte de leurs propriétés fissurées. La règle de 30% a été utilisée pour combiner les réponses spectrales obtenues dans les deux directions principales du pont.

Pour la variante de pont conventionnel (non isolé à la base), un facteur d'importance, $I=3,0$, et des facteurs de modification de la réponse, R , de 3,0 et de 5,0 ont été appliquées dans les deux directions longitudinale et transversale respectivement, pour établir les forces de calcul. Pour le pont isolé à la base, nous avons considéré $I=R=1,0$, dans les deux directions. Le logiciel SpColumn (StructurePoint 2012) a été utilisé pour le calcul des armatures dans les colonnes, satisfaisant la demande sous la combinaison des charges permanentes et de la charge sismique. L'acier d'armature de confinement dans la région de la rotule plastique est composé de barres 15M espacées de 75mm c/c. Le tableau-A III-4 résume la demande en armatures longitudinales établie par le processus de conception décrit ci-dessus.

Tableau-A III-4 Demande en armatures longitudinales pour colonnes les ponts étudiés

Région de l'Est (Montréal)		Région de l'Ouest (Vancouver)	
Pont conventionnel	Pont isolé	Pont conventionnel	Pont isolé
1,6 %	0,02%	4,6%	0,6%

Afin d'étudier l'effet de l'abaissement du pourcentage d'acier d'armatures longitudinales minimum, la présente étude considère quatre (4) modèles de colonnes pour chaque site (région sismique), et ce en allouant différents pourcentages d'acier d'armatures longitudinales. Les colonnes du modèle C4 sont celles des ponts conventionnels, disposant des pourcentages d'armature requis, soit 1,6% et 4,6% à l'est et à l'ouest respectivement. Les colonnes des modèles C1, C2 et C3 sont celles des ponts isolés dans les deux sites de l'étude. La colonne du modèle C3 dispose du pourcentage d'acier d'armature minimum exigé par le code CSA-S6-06, soit 0,8%. Il est à noter que ce taux d'armature minimum est supérieur à l'armature requise pour les ponts isolés à la base, aux deux sites de l'étude. Pour le site de l'est (Montréal), étant donné que la demande sismique en termes d'armature est aussi basse que 0,02%, la colonne C1 est conçue avec un taux d'armatures longitudinales de 0,3% et la colonne C2 avec un taux de 0,5%. Pour le site de l'ouest (Vancouver), la colonne du modèle C1 dispose d'un taux de 0,5% (légèrement inférieur à la demande) alors que la colonne C2 dispose d'un taux d'armature égalant le taux requis, soit 0,6%. Le tableau-A III-5 résume les pourcentages d'acier requis et pourvus des différentes variantes étudiées.

Tableau-A III-5 – Les modèles du pont étudiés par analyses temporelles non linéaires

	Pont isolé			Pont conventionnel
	Modèle C1	Modèle C2	Modèle C3	Modèle C4
Région de l'Est Montréal	($\rho = 0,3\%$) Acier d'armature requis	($\rho = 0,5\%$) Acier d'armature visé	($\rho = 0,8\%$) Acier d'armature minimale	($\rho = 1,6\%$) Acier d'armature requis
Région de l'Ouest Vancouver	($\rho = 0,5\%$) Acier d'armature visé	($\rho = 0,6\%$) Acier d'armature requis	($\rho = 0,8\%$) Acier d'armature minimale	($\rho = 4,6\%$) Acier d'armature requis

4.2 Analyses dynamiques non linéaires temporelles

Une série d'analyses temporelles non linéaires a été effectuée sur les modèles numériques des huit (08) variantes des modèles des ponts C1 à C4 pour les deux sites, en les soumettant aux deux composantes principales orthogonales des enregistrements sismiques calibrés décrits plus haut. Deux séries d'analyse ont été effectuées sur chaque modèle : 1) analyses sous la paire de signaux sismiques calibrés sur le spectre de calcul du CNBC 2010 et; 2) analyses sous les mêmes enregistrements multipliés par un facteur 1,5. Cette deuxième série d'analyses vise à étudier le comportement et la réserve de résistance et de stabilité des ponts isolés ayant un faible taux d'armature sous un événement extrême représentant "le séisme maximum crédible", tel que défini dans certains codes.

5. Résultats et discussion

Des déformations limites, associées à différents niveaux de dommages et différents niveaux de performance sismique d'intérêt, telles qu'établies dans le code CSA-S6-14, sont résumées au tableau -A III-6.

Tableau-A III-6 Déformations limites dans le béton et les armatures associées à différents niveaux de performance/dommage, selon le code CSA-S6-14

Service	Dommages	Déformation de béton	Déformation de l'acier
Immédiat	Mineures	Inférieur à 0,004	Inférieur à la limite d'élasticité : ϵ_y
Limité	Réparables	Dommages modérés	Inférieur à 0,015
Interrompu	Importantes	Éclatement de l'enrobage Pas d'écrasement de noyau	Inférieure à 0,05

Les déformations maximales des éléments fibres, mesurées dans la zone de rotule plastique, pour le béton non confiné, le béton confiné et l'acier d'armature de coins, pour les deux sites, sous tous les enregistrements sismiques, sont présentées dans les tableaux-A III-7 à 10. Ces

déformations maximales constituent d'excellents indicateurs des niveaux de dommage pour chaque cas. À ce titre, ils sont adoptés en tant qu'indicateurs et utilisés pour vérifier les critères de performance explicites du code CSAS6-14 en comparant ces valeurs maximales aux valeurs limites associées à différents niveau dommages, montrées au tableau 6. En ce faisant, il est alors possible de classer la sévérité et l'étendue des dommages en fonction de la diminution de la quantité d'acier d'armature pour les cas étudiés.

Tableau-A III-7 Déformations maximales sous le séisme de conception
Site de Montréal

Fibre	Pont isolé			Pont conventionnel
	Modèle C1 ($\rho = 0,3\%$)	Modèle C2 ($\rho = 0,5\%$)	Modèle C3 ($\rho = 0,8\%$)	Modèle C4 ($\rho = 1,6\%$)
Béton non confine	-0,000460	-0,000440	-0,000410	-0,001304
Béton confiné	-0,000425	-0,000408	-0,000379	-0,001119
Acier d'armature	0,000053	0,000050	0,000045	0,000961

Tableau-A III-8 Déformations maximales sous le séisme maximum crédible
Site de Montréal

Fibre	Pont isolé			Pont conventionnel
	Modèle C1 ($\rho = 0,3\%$)	Modèle C2 ($\rho = 0,5\%$)	Modèle C3 ($\rho = 0,8\%$)	Modèle C4 ($\rho = 1,6\%$)
Béton non confine	-0,00056	-0,00053	-0,00049	-0,001845
Béton confiné	-0,000505	-0,000483	-0,000455	-0,001547
Acier d'armature	0,000119	0,000112	0,000102	0,001794

En comparant les résultats du tableau-A III-7 aux seuils du tableau-A III-6, on constate que, tous les ponts situés à Montréal, se comportent dans le domaine élastique sous le séisme de calcul, et ce sans dommages que ce soit au niveau du béton non confiné, du béton confiné ou au niveau des armatures longitudinales. Ceci s'applique même au pont avec la colonne C1, pour lequel un taux de renforcement en acier aussi bas que 0,3% a été pourvu. Pour les ponts

isolés à Montréal, vu que la demande sismique est très basse (0,02%), les déformations obtenues sont beaucoup moins élevées que ceux des ponts situés à Vancouver dont la demande sismique est proche de la valeur pourvue. De plus, pour la même raison, les ponts isolés à Montréal, sont le siège de déformations moins importantes que les ponts conventionnels. Pour tous les modèles du site de Montréal (est du Canada), aucun dommage ne devrait survenir sous le séisme de calcul.

D'après les résultats du tableau-A III-8, même sous le séisme "maximum crédible", tous les ponts situés dans la région de l'Est du Canada (Montréal) se comportent également dans le domaine élastique, sans aucun dommage. Les déformations maximales obtenues pour le pont conventionnel sont néanmoins plus importantes que ceux des ponts isolés, soit de l'ordre de 1,5 fois pour la déformation maximale de l'acier et de l'ordre de 3,0 à 4,0 fois pour les déformations du béton. Ceci est dû au fait que la quantité d'armatures pourvue dans les ponts isolés est largement supérieure à celle requise alors que pour les ponts conventionnels, la quantité d'armatures fournie est à peine supérieure à la demande. Cependant, dans tous les cas, toutes les déformations maximales demeurent en deca de la limite élastique de l'acier (0,002) ou de l'éclatement du béton non confiné en compression (0,003 à 0,004).

Tableau-A III-9 Déformations maximales sous le séisme de conception
Site de Vancouver

Fibre	Pont isolé			Pont conventionnel
	Modèle C1 ($\rho = 0,5\%$)	Modèle C2 ($\rho = 0,6\%$)	Modèle C3 ($\rho = 0,8\%$)	Modèle C4 ($\rho = 4,6\%$)
Béton non confiné	-0,00148	-0,001376	-0,001246	-0,00165
Béton confiné	-0,00127	-0,001185	-0,00108	-0,00136
Acier d'armature	0,001359	0,00106	0,000838	0,001615

Tableau-A III-10 Déformations maximales sous le séisme maximum crédible
Site de Vancouver

Fibre	Pont isolé			Pont conventionnel
	Modèle C1 ($\rho = 0,5\%$)	Modèle C2 ($\rho = 0,6\%$)	Modèle C3 ($\rho = 0,8\%$)	Modèle C4 ($\rho = 4,6\%$)
Béton non confiné	-0,00315	-0,003367	-0,003015	-0,00254
Béton confiné	-0,00231	-0,001825	-0,001623	-0,00204
Acier d'armature	0,0085	0,008287	0,002178	0,003094

Le tableau-A III-9 montre que pour le site de l'Ouest (Vancouver), sous le séisme de calcul, tous les ponts se comportent dans le domaine élastique et sans aucun dommage. La déformation maximale des fibres au niveau de l'enrobage demeure inférieure à la limite de (0,004) associée, dans la littérature, à l'éclatement du béton non confiné. Les déformations maximales dans le béton situé au noyau de la colonne sont davantage moins élevées que la déformation associée à la rupture par compression du béton confiné. Finalement, la déformation de l'armature longitudinale demeure également inférieure à la limite élastique ($\epsilon_y=0,002$).

Les résultats du tableau-A III-10, montrent que, sous le séisme "maximum crédible", tous les modèles de ponts situés à Vancouver, se comportent au-delà de la limite élastique et subissent des dommages. En effet, la déformation de l'armature longitudinale est supérieure à la limite élastique (0,002). Les colonnes C1 et C2 montrent les valeurs de déformations dans les armatures de l'ordre de 4 fois la limite élastique tandis que pour les colonnes C3 et C4, les déformations dans les armatures longitudinales sont à peine supérieures à la limite élastique. Malgré cela, pour tous les ponts, la déformation maximale de l'acier d'armature est inférieure à la limite de dommage réparable de (0,015), définie par le code CSA-S6-14. De plus, l'éclatement du béton non confiné ne devrait pas survenir dans les colonnes C3 et C4 et ne devrait pas être très sévère pour les colonnes C1 et C2. Ceci indique également que les armatures transversales devraient rester élastiques et maintenir un confinement adéquat du béton. Par ailleurs, le béton confiné du noyau des colonnes C2 à C4 devrait rester sans

dommages significatifs, étant donné que sa déformation maximale est inférieure au seuil de rupture. Ceci est constaté même dans le cas de la colonne C1, pour laquelle la déformation maximale du béton confiné est plus importante, mais demeure tout de même inférieure à la limite de 0,004.

Il est à noter que pour le modèle du pont C1, situé à Vancouver et conçu avec un pourcentage d'acier de 0,5%, soit très légèrement en dessous de la demande sismique, la déformation sous le séisme de calcul reste quand même à l'intérieur de la limite élastique. Cela est dû au fait que l'acier d'armature requis est calculé avec la résistance pondérée tandis que la performance est évaluée avec les valeurs de résistance nominales, laquelle représente une réserve supplémentaire de 15 à 50%. Ceci explique aussi pourquoi le pont conventionnel à Montréal se comporte dans le domaine élastique sous le séisme maximum crédible, de 150% plus fort que le séisme de calcul.

6. Conclusions

Tous les modèles de ponts étudiés, situés à Montréal (Est du Canada) et à Vancouver (Ouest du Canada), se comportent conformément à la philosophie et répondent aux critères de performance du code CSA-S6-14 pour un pont essentiel (équivalent au pont de secours du S6-06), sous le séisme de calcul. Ils démontrent un comportement élastique sans aucuns dommages. Cela est vrai même pour les modèles des ponts avec des pourcentages d'armatures longitudinales inférieure à la valeur minimale actuellement prescrite, soit 0,8%. Les modèles de ponts isolés situés à Montréal génèrent une demande sismique très basse. Par conséquent, même avec le pourcentage d'acier de 0,3% aucun dommage n'est observé sous le séisme de calcul et le séisme maximal crédible.

La diminution de pourcentage d'armature longitudinale cause une augmentation de la déformation maximale et de l'indicateur de dommage dans le béton et dans les armatures longitudinales. Pour les ponts de la région de l'ouest du Canada, des déformations et des niveaux de dommage supérieurs sont constatés sous le séisme maximum crédible.

Cependant, les matériaux restent à l'intérieur de la limite de dommage réparable. Les déformations peuvent être diminuées en utilisant la résistance probable des matériaux.

Un paramètre clé qui se dégage de cette étude et qui semble influencer grandement la performance sismique est le taux d'armature fourni par rapport à la demande élastique. Toutefois, l'étude est limitée et ne tient pas compte de l'effet du fluage et du retrait sur la réponse sismique des ponts étudiés. Ainsi, les résultats de cette étude constituent une première exploration et des études supplémentaires sont requises, notamment pour la région de l'Est afin d'étudier la performance de ponts isolés avec des demandes sismiques plus importantes. Une utilisation de la résistance probable des matériaux peut également être considérée afin d'étudier les niveaux de dommage attendus. Toutefois, le résultat préliminaire présenté dans cette étude montre que la diminution de la limite inférieure de l'acier d'armature longitudinale à une valeur de 0,5% pour les colonnes des ponts isolés à la base est une option à considérer sérieusement, notamment pour les ponts situés à l'Est du pays.

7. Références

- AASHTO, American Association of State Highway and Transportation Officials. 2010. *Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design*, 1st Edition, Washington D.C. Highway Subcommittee on Bridge and Structures, 1672 p.
- Bondonet, Gael. 1997. *Élaboration d'un isolateur à la base original pour les ponts et viaducs au Canada*. Doctorate thesis (in french), École Polytechnique de Montréal, Montreal, Canada.
- CSA. 2006. Code canadien sur le calcul des ponts routiers, 10e éd. *Norme nationale du Canada*, CAN/CSA-S6-06-06. Association canadienne de normalisation et Conseil canadien des normes. Mississauga, Ont. : Association canadienne de normalisation, 768 p.
- CSA. 2014. Code canadien sur le calcul des ponts routiers, 10e éd. *Norme nationale du Canada*, CAN/CSA-S6-06-06. Association canadienne de normalisation et Conseil canadien des normes. Mississauga, Ont. : Association canadienne de normalisation.

- Chiomento, Arnaud. 2012. *Vulnérabilité sismique des piles de ponts rectangulaires sous-armées dans l'Est Canadien*. Diss. École de technologie supérieure,
- CSI, Computer & Structures. 2011. *"SAP2000-Integrated Software for Structural Analysis and Design"*. Berkeley, CA,
- Dion, Cassandra. 2010. *Étude numérique et expérimentation du comportement dynamique des ponts avec isolateurs et amortisseurs sismiques*. École Polytechnique de Montréal,
- Ghobarah, A.1988."*Seismic behaviour of highway bridges with base isolation*". Canadian Journal of Civil Engineering, vol. 15, no 1, p. 72-78.
- Guizani, Lotfi. 2003. *Sur l'isolation sismique des ponts au Canada*. In 10e Colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art,
- Guizani, Lotfi, Chaallal, Omar. 2010. *Mise en conformité sismique des ponts par isolation de la base - Application au pont Madrid au Québec*. Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 38, no 1, p. 1-10.
- Guizani, Lotfi. 2015. *Influence de la sismicité sur la performance des ponts isolés à la base au Canada*. in 22e Colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art,
- Hancock, J., Watson-Lamprey, J., Abrahamson, N.A., Bommer, J.J., Markatis, A., McCoy, E., Mendis, R. 2006. *"An improved method of matching response spectra of recorded earthquake ground motion using wavelets"*. Journal of Earthquake Engineering, vol. 10, no SPEC. ISS. 1, p. 67-89.
- Khaled, Amar, Massicotte B, Tremblay R. 2011. *"Cyclic testing of large-scale rectangular bridge columns under bidirectional earthquake components"*. Journal of Bridge Engineering, vol. 16, no 3, p. 351-363.
- Lopez, O.A., Hernandez, J.J., Bonilla, R, Fernandez, A. 2006. *"Response spectra for multicomponent structural analysis"*. Earthquake spectra, vol. 22, no 1, p. 85-113.
- Mander, J. B., Priesley, M.J.N, Park, R. 1988. *"Theoretical stress-strain model for confined concrete"*. Journal of structural engineering New York, N.Y., vol. 114, no 8, p. 1804-1826.
- Park, Y.J., Wen, Y-K, Ang, A. 1986. *"Random vibration of hysteretic systems under bi-directional ground motions"*. Earthquake engineering & structural dynamics, vol. 14, no 4, p. 543-557.

- Penzien, J, Watabe, M. 1975. *"Characteristics of 3-Dimensional Earthquake Ground Motions"*. Coll. Earthquake Eng. and Struct. Dyn,
- Priestley M.J.N, Benzoni G. 1996. *"Seismic performance of circular columns with low longitudinal reinforcement ratios"*. ACI Structural Journal, vol. 93, no 4,
- StructurePoint. 2012. *"SpColumn: Design and investigation of concrete column sections, V.4.8"*. StructurePoint productivity suite of powerful software tools for reinforced concrete analysis and design, Skokie, IL,
- Takeda, T., Sozen, M.A, Nielsen, N.N. 1970. *"Reinforced concrete response to simulated earthquakes"*. Journal of the Structural Division, vol. 96, no 12, p. 2557-2573.
- Wen, Y-K. 1976. *"Method for random vibration of hysteretic systems"*. Journal of the engineering mechanics division, vol. 102, no 2, p. 249-263.

BIBLIOGRAPHIE

- AASHTO : American Association of State Highway and Transportation Officials. 2010. *Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design*, 1st Edition, Washington D.C. Highway Subcommittee on Bridge and Structures, 1672 p.
- AASHTO : American Association of State Highway and Transportation Officials. 2014. *Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design*, 1st Edition, Washington D.C. Highway Subcommittee on Bridge and Structures.
- ACI : American Concrete Institute. 2008. *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*. ACI Committes 318, 430 p.
- Adams, J. 2011. *Seismic hazard and seismic risk in Canada perspective for the insurance industry*. Geological Survey of Canada, Natural Resources Canada, Ottawa, Ontario, ICLR workshop Toronto, ON.
- Anderson, D. L, Mitchell D. et Tinawi R.G. 1996. *Performance of concrete bridges during the Hyogo-ken Nanbu (Kobe) earthquake on January 17, 1995*. Canadian journal of civil engineering, vol. 23, no 3, p. 714.
- ASCE. 2000. *Seismic analysis of safety-related nuclear structures and commentary*. ASCE 4-98. American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia.
- ATC 12-49. 2009. *Recommanded LFRD Guidelines for Seismic Design of Highway Bridges*. Applied Technology Council. ATC-49 Redwood City, CA : Design Specifications (Seismic Provisions).
- Atkinson, G. M. 2009. *Earthquake time histories compatible with the 2005 National building code of Canada uniform hazard spectrum*. Canadian Journal of Civil Engineering, vol. 36, no 6, p. 991-1000.
- Aviram, A., Kevin R. Mackie et Božidar Stojadinović. 2008. *Guidelines for Nonlinear Analysis of Bridge Structures in California*. Pacific Earthquake Engineering Research Center. College of Engineering. University of California, Berkeley, 209 p.
- Bondonet, Gael. 1997. *Élaboration d'un isolateur à la base original pour les ponts et viaducs au Canada*, Doctorate thesis (in french), École Polytechnique de Montréal, Montreal, Canada.
- Buckle, I. G, Constantinou M., Mirat Diceli et Hamid Ghasemi. 2006. *Seismic isolation of highway bridges*.

- Carballo, J.E. and Cornell, C.A., 2000. *Probabilistic seismic demand analysis: spectrum matching and design*. Reliability of Marine Structures Program, Department of Civil Engineering.
- Casarotti, C. 2004. *Bridge isolation and dissipation devices: State of the art review of seismic response and modelling of modern seismic isolation and dissipation devices*. Pavia: University of Pavia and ROSE School.
- Chiomento, A., 2012. *Vulnérabilité sismique des piles de ponts rectangulaires sous-armées dans l'Est Canadien*. Mémoire de maîtrise. École de technologie supérieure.
- Chopra, A.K. 2011. *Dynamics of structures, theory and applications to earthquake engineering*. 4th Edition, Pearson Prentice-Hall, Upper Saddle River, New Jersey, US.
- CNBC. 2015. *Code National du Bâtiment du Canada, 12^{ed}*. Comité associé du Code national du bâtiment, CNBC-05. Ottawa, Ontario: Conseil National de Recherche du Canada.
- CSA. 1974. Code canadien sur le calcul des ponts routiers, 2e éd. Norme nationale du Canada, CAN/CSA-S6-06-74. Association canadienne de normalisation et Conseil canadien des normes. Rexdale, Ont. : Association canadienne de normalisation, 231 p.
- CSA. 1978. Code canadien sur le calcul des ponts routiers, Norme nationale du Canada, CAN/CSA-S6-06-78. Association canadienne de normalisation et Conseil canadien des normes. Rexdale, Ont. : Association canadienne de normalisation.
- CSA. 1988. Code canadien sur le calcul des ponts routiers, 2e éd. Norme nationale du Canada, CAN/CSA-S6-06-74. Association canadienne de normalisation et Conseil canadien des normes. Rexdale, Ont. : Association canadienne de normalisation, 231 p.
- CSA. 2000. Code canadien sur le calcul des ponts routiers, 9e éd. Norme nationale du Canada, CAN/CSA-S6-06-00. Association canadienne de normalisation et Conseil canadien des normes. Mississauga, Ont. : Association canadienne de normalisation, 772 p.
- CSA. 2006. Code canadien sur le calcul des ponts routiers, 10e éd. Norme nationale du Canada, CAN/CSA-S6-06-06. Association canadienne de normalisation et Conseil canadien des normes. Mississauga, Ont. : Association canadienne de normalisation, 768 p.

- CSA. 2014. Code canadien sur le calcul des ponts routiers, 10e éd. Norme nationale du Canada, CAN/CSA-S6-06-06. Association canadienne de normalisation et Conseil canadien des normes. Mississauga, Ont. : Association canadienne de normalisation.
- CSI. 2011. SAP 2000. 2009. Integrated software for structural analysis and design, version 14. Logiciel. Computers and Structures, Berkeley, California. Das, Braja M. Shallow foundations Bearing Capacity and Settlement, 2e éd. . CRC Press, 334 p.
- Dion, C. 2010. *Étude numérique et expérimentation du comportement dynamique des ponts avec isolateurs et amortisseurs sismiques*, École Polytechnique de Montréal,
- Eurocode 8, 2003. *Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*. European Committee for Standardization (ECS). Brussels, Belgium, 2004 p.
- Filiatrault, A. 1996. *Éléments de génie parasismique et de calcul dynamique des structures*. Montréal, Québec : Éditions de l'École Polytechnique de Montréal, 478 p.
- Greig, G.L. and Atkinson, G.M., 1993. *The damage potential of eastern North American earthquakes*. Seismological Research Letters, 64(2), pp.119-137.
- Guizani, L., 2003. *Sur l'isolation sismique des ponts au Canada*. 10e Colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art.
- Guizani, L., 2007. *Isolation sismique et technologies parasismiques pour les ponts au Québec: Mise au point*. 14e Colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art.
- Guizani, L. 2008. *Isolation sismique pour les ponts au Québec*. ALG groupe conseil, bâtiment et ouvrages de génie civil.
- Guizani, L., Chaallal, O. 2010, *Mise en conformité sismique des ponts par isolation de la base - Application au pont Madrid au Québec*, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 38, no 1, p. 1-10
- Guizani, L., Moradiankhabiri, M., Bouguerra, K. et Naimi, M. 2015. *Isolation Sismique des Ponts en Algérie: Règles et Perspectives*. 13th Arab Structural Engineering Conference, University of Blida 1. Algérie.
- Hancock, J., Watson-Lamprey, J., Abrahamson, N.A., Bommer, J.J., Markatis, A., McCoy, E., et Mendis, E. 2006. *An improved method of matching response spectra of recorded earthquake ground motion using wavelets*. Journal of Earthquake Engineering,

- Halchuk, S. et Adams, J. 2004. *Deaggregation of seismic hazard for selected Canadian cities*, Proc. 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada, August 1-6, Paper No. 2470.
- Housner, G. W. 1994. *The continuing Challenge : The Northridge Earthquake of January 17, 1994*. Report to the Director, California Department of Transportation by the Seismic Advisory Board. Caltrans. Sacramento, California. 88p.
- Kawashima, K.. 2000. *Seismic design and retrofit of bridges*. Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, vol. 33, no 3, p. 265-285.
- Khaled A., 2010. *Comportement des piles rectangulaires de ponts sous l'effet des mouvements sismiques multidirectionnels*. Thèse de doctorat en génie civil, géologique et des mines, Montréal, École Polytechnique, 283 p.
- Koval, V. 2015. *Improved Simplified Methods for Effective Seismic Analysis and Design of Isolated and Damped Bridges in Western and Eastern North America*. University of Toronto.
- Lehman, Dawn E.; Moehle, J. P. 1998. *Influence of longitudinal reinforcement ratio on column response*. Eleventh European Conference on Earthquake Engineering, Paris, France.
- Léger, P., Tayebi A. K. et Paultre P.. 1993. *Spectrum-compatible accelerograms for inelastic seismic analysis of short-period structures located in eastern Canada*. Canadian Journal of Civil Engineering, vol. 20, no 6, p. 951-968.
- Léger, P. et Leclerc, M., 1996. *Evaluation of earthquake ground motions to predict cracking response of gravity dams*. Engineering Structures, 18(3), pp.227-239.
- Lopez, O.A., Hernandez, J.J., Bonilla, R, Fernandez, A,. 2006. *Response spectra for multicomponent structural analysis*. Earthquake spectra, vol. 22, no 1, p. 85-113.
- Lin, C. et Richard W. Furlong. 1995. *Longitudinal Steel Limits for Concrete Column*. American Concrete Institute. ACI structural journal, vol. 92, no 3.
- Mander, J. B., Priestley M.J. et Park R. 1988. *Theoretical stress-strain model for confined concrete*. ASCE Journal of Structural Engineering, vol. 114, n°8, 23p.
- Michaud, D. and Léger, P., 2014. *Ground motions selection and scaling for nonlinear dynamic analysis of structures located in Eastern North America*. Canadian journal of civil engineering, 41(3), pp.232-244.

- Mitchell, D., Tinawi R. et Law T. 1990. *Damage caused by the November 25, 1988, Saguenay earthquake*. Canadian Journal of Civil Engineering. Vol. 17, n°3. p 338-365.
- Mitchell, D., Tinawi R. et Sexsmith R. G. 1991. *Performance of bridges in the 1989 loma prieta earthquake - lessons for canadian designers*. Canadian Journal of Civil Engineering Online Database. Vol. 18, n°4. Canadian Journal.
- Moehle, J. P. et Lehman D. 1999. *Seismic Performance of Damaged Bridge Columns*. Earthquake Engineering and Engineering Seismology, vol. 1, n°11, p. 39-50.
- Moradiankhabiri, M., Guizani, L. et Khaled, A. 2015. *Seismic behavior of regular base-isolated bridges with low reinforcement ratios*. 11th Canadian Conference on Earthquake Engineering (11CCEE), Victoria, BC, Canada.
- Moradiankhabiri, M., Guizani, L. et Khaled, A. 2016. *Comportement sismique des piles de ponts isolés à la base avec faibles taux d'armatures longitudinales*. 23e colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art. Québec, QC, Canada.
- Naumoski, N., Saatcioglu, M. and Amiri-Hormozaki, K., 2004, August. *Effects of scaling of earthquake excitations on the dynamic response of reinforced concrete frame buildings*. In Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering (pp. 1-6).
- NZS 3101, 2003. *Bridge Manual*, 2e éd. New Zealand Transport Agency NZS-3101. Wellington.
- Park, Y.J., Wen, Y-K, Ang, A., 1986. *Random vibration of hysteretic systems under bi-directional ground motions*. Earthquake engineering & structural dynamics, vol. 14, no 4, p. 543-557.
- Pacific Earthquake Engineering Research (PEER). 2010. *Technical report for the PEER ground motion database web application*, [en ligne]. http://peer.berkeley.edu/peer_ground_motion_database. [
- Paultre, P., et Legeron F. 2008. *Confinement Reinforcement Design for Reinforced Concrete Columns*. ASCE, Journal of Structural Engineering, vol. 134, no 5, p. 738-749.
- Penzien, J., et Watabe M. 1974. *Characteristics of 3-dimensional earthquake ground motions*. Earthquake engineering & structural dynamics, vol. 3, no 4, p. 365-373.
- Priestley, M. J. Nigel. 1988. *The Whittier Narrows, California Earthquake of October 1, 1987— Damage to the I-5/I-605 Separator*. Earthquake Spectra, vol. 4, n°2, p 389-405.

- Priestley, M.J.N., Seible F., and Benzoni, G. .1994. *Seismic performance of circular columns with low longitudinal steel ratios*. Report No. SSRP-94/08, Structural Systems Research, University of California, San Diego, La Jolla, CA.
- Priestley, M. J. Nigel, Seible F. et Calvi G.M. 1996. *Seismic design and retrofit of bridges*. New York : John Wiley and Sons, 686 p.
- Ressources Naturelles du Canada. 2011. En ligne. <<http://www.seismescanada.rncan.gc.ca/>>.
- Richart, F.E. and Jensen, V.P., 1931. *Tests of Plain and Reinforced Concrete Made with Haydite Aggregates*. Bulletin, (237).
- Richart, F.E. and StaehleF, G.C., 1932, January. *Fourth Progress Report on the column tests made at the University of Illinois*. In Journal Proceedings.Vol. 28, No. 1, pp. 279-315.
- Richart, F.E., 1933, February. *Reinforced concrete column investigation*. Journal Proceedings (Vol. 29, No. 2, pp. 275-284).
- Seismosoft. SeismoMatch, version 2.1.0. 2013. < <http://www.seismosoft.com> >.
- Seismosoft. SeismoStruct, version 7.0. 2016. < <http://www.seismosoft.com> >
- Skinner, R. I., Robinson W. H. et McVerry G. H. 1993. *An introduction to seismic isolation*. John Wiley & Sons.
- Sólnes, J., 1997. *Stochastic processes and random vibrations: theory and practice*. Wiley.
- StructurePoint. 2009. *SpColumn* : Design and investigation of concrete column sections StructurePoints productivity suite of powerful software tools for reinforced concrete analysis and design, version 4.6. Logiciel : Skokie, IL.
- Takeda, T., Sozen, M.A, Nielsen, N.N,. 1970. *Reinforced concrete response to simulated earthquakes*. Journal of the Structural Division, vol. 96, no 12, , p. 2557-2573
- Taylor, PR. 1999. *Some thoughts on seismic engineering for bridges seen from a Canadian perspective*. In Proceedings of the 8th Canadian Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, BC. p. 2941.
- Tremblay, R., Atkinson, G., Bouaanani, N., Daneshvar, P., Leger, P., Koboevic, S.. 2015. *Selection and Scaling of Ground Motion Time Histories for Seismic Analysis Using NBCC 2015*. 11th Canadian Conference on Earthquake Engineering (11CCEE),Victoria, BC, Canada.

- Turkstra, C.J. and Tallin, A.G., 1988. *A re-evaluation of design spectra for seismic damage control*. National Center for Earthquake Engineering Research.
- Wehbe, N. 1999. *Confinement of rectangular bridge columns in moderate seismic areas*. ACI Structural Journal, vol 96 n°2, p 248-258.
- Wen, Y-K,. 1976. *Method for random vibration of hysteretic systems*. Journal of the engineering mechanics division. vol. 102, no 2, p. 249-263.
- Yoo, B., & Kim, Y. H. 2002. *Study on effects of damping in laminated rubber bearings on seismic responses for 1/8 scale isolated test structure*. Earthquake engineering and structural dynamics.
- Ziehl, P. H., Cloyd J.E et Kreger M. E. 1998. *Evaluation of minimum longitudinal reinforcement requirements for reinforced concrete columns*. Center for Transportation Research, Bureau of Engineering Research. University of Texas, Austin, 128 p.